



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Estudio numérico del fallo por desprendimiento del recubrimiento en apoyos a media madera

Treball realitzat per:

David Vattuone Calle

Dirigit per:

Dra. Eva Oller Ibars

Dr. Jaime Mata Falcón

Màster en:

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Barcelona, **Junio de 2019**

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TREBALL FINAL DE MÀSTER

**ESTUDIO NUMÉRICO DEL FALLO POR
DESPRENDIMIENTO DEL RECUBRIMIENTO EN APOYOS
A MEDIA MADERA**

Autor

DAVID VATTUONE CALLE

Tutores

Dra. EVA OLLER IBARS

Dr. JAIME MATA FALCÓN

Universidad Politécnica de Cataluña

Ingeniería Civil y Ambiental

Barcelona, junio 2019

RESUMEN

Los apoyos a media madera (conocidos en inglés como “dapped end beams”), son ampliamente utilizados en las construcciones de hormigón armado y pretensado. Esto se debe principalmente a su facilidad de montaje y a que permiten mantener constante el canto de los forjados que soportan.

Los apoyos a media madera, debido a sus discontinuidades geométricas y estáticas, se clasifican como zonas de discontinuidad (regiones D). El método más ampliamente utilizado para el diseño de zonas de discontinuidad es el método de las bielas y tirantes (MBT).

Si bien el MBT tiene varias ventajas, habitualmente implica tediosos cálculos manuales por lo que resulta poco práctico para el diseño de regiones D. Debido a esto, se hace necesaria la ayuda de herramientas computacionales para que los métodos manuales como el de las bielas y tirantes no queden en desuso.

El software IDEA StatiCa Detail es una herramienta pensada especialmente para el diseño y verificación de zonas de discontinuidad. Este programa permite modelar la región D mediante elementos finitos. En este estudio se utilizará la versión de desarrollo de IDEA Detail para analizar la carga de rotura de varios AMM y compararla con ensayos realizados por otros autores.

En cuanto a la rotura de los AMM, existe un modo de falla habitual que consiste en pérdida de la capacidad resistente del hormigón del recubrimiento debido a fisuración transversal (falla por “spalling”). Una de las hipótesis del programa IDEA Detail es que el hormigón no presenta resistencia a tracción. Esta hipótesis puede implicar aberturas de fisuras transversales importantes en el recubrimiento, lo que puede implicar una falla por spalling prematura. En este estudio se determinará si esta hipótesis da lugar a resultados excesivamente conservadores.

Se estudiará si la introducción de resistencia a tracción en el recubrimiento permite evitar la falla prematura por spalling comentada anteriormente.

En este estudio, los resultados obtenidos de los modelos numéricos se validan utilizando el método de bielas y tirantes y comparando las tensiones en el modelo con los resultados obtenidos en los ensayos de otros autores. Con los modelos numéricos desarrollados, se estudia la influencia del tamaño de los elementos finitos en la carga última en los distintos AMM considerados. También se estudia la influencia de distintos modelos de disminución de la resistencia del hormigón debido a fisuración transversal (“softening”).

Para validar los resultados de los modelos numéricos, se desarrollarán modelos de bielas y tirantes ajustados a los apoyos a media madera ensayados por otros autores.

Por otro lado, en esta tesis, también se estudiará si la práctica de ignorar el recubrimiento de los estribos en los modelos numéricos da lugar a resultados muy inseguros.

ABSTRACT

Dapped end beams (DEB), also known as Gerber joints or half joints, are widely used in reinforced and prestressed concrete constructions. This is mainly due to its ease of assembly and to allow to maintain constant the edge's high of the floors that they support.

Dapped end beams, due to their geometric and static discontinuities, are classified as discontinuity zones (D regions). The most widely used method for the design of D regions is the Strut and Tie Method (STM).

Although the STM has several advantages, it usually involves tedious manual calculations which makes it impractical for designing D regions. Because of this, it is necessary to use computer-aided tools to avoid these manual methods to fall in disuse.

The software IDEA StatiCa Detail is a tool specially designed for the verification of discontinuity regions. This software allows to model the D region by means of finite elements. In this study, the developer's version of IDEA Detail will be used to analyze the failure load of several DEB and compare it with tests carried out by other authors.

As for the failure of the DEB, there is a common mode of failure that consists in loss of the resistant capacity of the concrete cover due to transversal cracking (failure by spalling). One of the hypotheses of the software IDEA Detail is that the concrete doesn't have tensile strength. This hypothesis may involve significant transverse fissure openings in the concrete cover, which may imply premature spalling failure. In this study it will be determined if this hypothesis gives rise to excessively conservative results.

It will be studied if the introduction of tensile strength in the concrete cover allows to avoid the premature spalling failure previously commented.

In this study, the results obtained from the numerical models are validated using the strut and tie method and comparing the stresses in the model with the results obtained in the tests made by other authors. With the numerical models developed, the influence of the finite elements size in the ultimate load will be studied. The influence of different models to decrease the resistance of concrete due to transverse cracking ("softening") will be also studied.

To validate the results of the numerical models, strut and tie models adjusted to DEB tested by other authors will be used.

On the other hand, in this thesis, it will be also studied whether the practice of ignoring the concrete cover of stirrups in numerical models, imply unsafe results.

AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer principalmente a mis tutores Eva Oller Ibars y Jaime Mata Falcón por haberme guiado en este trabajo, por haber estado disponibles y dispuestos a ayudarme en todo momento y por haberme enseñado tantas cosas durante este proceso.

Agradecer a Albert Jimenez Morales, responsable del departamento de cálculo de Construsoft S.L, por haber confiado en mí y haber puesto a mi disposición todos los recursos que necesité en este proyecto.

Agradecer al equipo de Idea StatiCa. En especial a Juraj Sabatka por haberme facilitado la versión de desarrollo del programa IDEA Detail, y a Michael Konečný por haberme ayudado con la visualización de los elementos de conexión MPC.

También agradezco el apoyo de mis compañeros del departamento de cálculo de Construsoft S.L: Emilio Sánchez, Adrià Jimenez, Miguel Alquézar y Alba Hidalgo por haber estado siempre dispuestos a ayudarme.

Por último y más importante, quisiera agradecer a Consu por brindarme siempre su amor y apoyo incondicional.

David Vattuone Calle

Barcelona, junio 2019

INDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN	I
ABSTRACT	III
AGRADECIMIENTOS	V
INDICE DE CONTENIDOS.....	VII
ÍNDICE DE TABLAS	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	X
1 INTRODUCCIÓN	1
2 OBJETIVOS	5
2.1 OBJETIVO PRINCIPAL.....	5
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
3 ESTADO DEL CONOCIMIENTO	7
3.1 MÉTODOS DE DISEÑO DE APOYOS A MEDIA MADERA.....	7
3.1.1 Método de las bielas y tirantes.....	7
3.1.2 Campos de tensiones	13
3.1.3 Distribuciones de tensiones basadas en elementos finitos	15
4 IDEA STATICA DETAIL	17
4.1 HIPÓTESIS DEL PROGRAMA	17
4.2 MALLA DE ELEMENTOS FINITOS	18
4.2.1 Hormigón.....	18
4.2.2 Armadura	19
4.3 LEYES CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES	20
4.3.1 Hormigón.....	20
4.3.2 Acero.....	22
4.3.3 Modelo de adherencia (“bond model”)	23
4.4 FLUJO DE TRABAJO PARA EL MODELADO	24
4.4.1 Definición de la geometría.....	24
4.4.2 Definición de la armadura	25
4.4.3 Definición de las cargas.....	25
4.4.4 Resultados.....	26
4.5 FUNCIONES ESPECIALES DE LA VERSIÓN DE DESARROLLO DE IDEA DETAIL.....	30
5 ENSAYOS EXPERIMENTALES EXISTENTES	31
5.1 DEB-1.7 (T1 Y T2).....	31
5.1.1 Materiales	31
5.1.2 Geometría	32
5.1.3 Descripción de la rotura	33
5.1.4 Resultados.....	34
5.2 DEB-3.4 (T1 Y T2).....	35
5.2.1 Materiales	36
5.2.2 Geometría	36
5.2.3 Descripción de la rotura	37
5.2.4 Resultados.....	38
5.3 DEB-1.6 (T1 Y T2)	39
5.3.1 Materiales	39
5.3.2 Geometría	40
5.3.3 Descripción de la rotura	41
5.3.4 Resultados.....	42

6	MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES.....	45
6.1	DEB-1.7.....	45
6.2	DEB-3.4.....	47
6.3	DEB-1.6.....	47
7	MODELOS DE LOS ENSAYOS ESTUDIADOS	49
7.1	DEFINICIÓN DEL MODELO IDEA DETAIL	49
7.2	APOYOS	49
7.3	CARGAS	49
7.4	LEY CONSTITUTIVA DEL HORMIGÓN	50
7.4.1	<i>Resistencia a compresión</i>	<i>50</i>
7.4.2	<i>Ablandamiento por deformación transversal.</i>	<i>50</i>
7.4.3	<i>Resistencia a tracción en hormigón de recubrimiento.....</i>	<i>52</i>
7.5	LEY CONSTITUTIVA DEL ACERO	53
7.6	TAMAÑO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.....	54
8	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	55
8.1	DEB-1.7 (T1 Y T2).....	55
8.1.1	<i>Resultados sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento.....</i>	<i>59</i>
8.1.2	<i>Resultados considerando resistencia a tracción en el recubrimiento</i>	<i>60</i>
8.1.3	<i>Observaciones.....</i>	<i>61</i>
8.2	DEB-3.4 (T1 Y T2).....	62
8.2.1	<i>Resultados sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento.....</i>	<i>66</i>
8.2.2	<i>Resultados considerando resistencia a tracción en el recubrimiento.....</i>	<i>67</i>
8.2.3	<i>Observaciones.....</i>	<i>68</i>
8.3	DEB-1.6 (T1 Y T2)	70
8.3.1	<i>Resultados sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento.....</i>	<i>74</i>
8.3.2	<i>Resultados considerando resistencia a tracción en el recubrimiento</i>	<i>75</i>
8.3.3	<i>Observaciones.....</i>	<i>76</i>
9	CONCLUSIONES.....	79
9.1	ASPECTOS GENERALES	79
9.2	CURVAS DE ABLANDAMIENTO DEBIDO A TRACCIONES TRANSVERSALES.....	80
9.3	TAMAÑO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.....	80
9.3.1	<i>Tamaño mayor que el recubrimiento</i>	<i>80</i>
9.3.2	<i>Tamaños excesivamente pequeños</i>	<i>81</i>
9.3.3	<i>Tamaño recomendado</i>	<i>81</i>
9.4	VERIFICACIÓN POR ADHERENCIA EN IDEA DETAIL.....	81
9.5	MODELAR BARRAS HASTA EL BORDE DE LAS PIEZAS.....	82
10	REFERENCIAS	83

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1. Valores de resistencia de las bielas según distintas normativas (Figuras Muttoni y Ruiz [12])	11
Tabla 5-1. Resistencia hormigón AMM DEB-1.7.....	32
Tabla 5-2. Resistencia acero AMM DEB-1.7.....	32
Tabla 5-3. Resistencia hormigón AMM DEB-3.4.....	36
Tabla 5-4. Resistencia acero AMM DEB-3.4.....	36
Tabla 5-5. Resistencia hormigón AMM DEB-1.6.	39
Tabla 5-6. Resistencia acero AMM DEB-1.6.	39

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Aplicaciones de apoyos a media madera, extraído de Chan [1].	1
Figura 3.1. Geometría de región D y sistema de fuerzas puntuales en AMM, extraído de Mata [6].	8
Figura 3.2. Modelo ortogonal de bielas y tirantes, extraído de Mata [6].	9
Figura 3.3 Tipos de zonas nodales, extraído de Schlaich et al [4].	12
Figura 3.4. DCL de nodos tipo CCT, extraído de EC-2 [9].	12
Figura 3.5. Simplificación de la distribución de tensiones de anclaje de armadura en nudo CCT, extraído de Miguel et al [5].	13
Figura 3.6. Hipótesis de comportamiento perfectamente plástico de los materiales, extraído de Muttoni y Fernández Ruiz [12].	14
Figura 3.7. Ejemplo método campo de tensiones, extraído de Muttoni y Fernandez Ruiz [12].	14
Figura 4.1. Hipótesis de deformaciones medias del hormigón entre fisuras, basado en Kaufmann y Marti [13].	17
Figura 4.2. Consideración de deformaciones en el sentido de la fisura, basado en Kaufmann y Marti [13].	18
Figura 4.3. Elementos finitos de hormigón, de acero y elementos de conexión MPC. ...	19
Figura 4.4. Elementos MCP cuando la malla es mayor que el recubrimiento.	20
Figura 4.5. Ley constitutiva del hormigón tipo Parábola-rectángulo.	21
Figura 4.6. Ley constitutiva del hormigón tipo bilineal.	21
Figura 4.7. Curvas de ablandamiento por fisuras transversales.	21
Figura 4.8. Curva de ablandamiento por defecto en IDEA Detail.	22
Figura 4.9. Ley constitutiva para el acero del tipo bilineal con endurecimiento.	22
Figura 4.10. Ley constitutiva para el acero del tipo bilineal sin endurecimiento	23
Figura 4.11. Curva tensión deformación del acero ante “tension stiffening”.	23
Figura 4.12. Curva de adherencia entre refuerzo y hormigón.	24
Figura 4.13. Definición de características geométricas del modelo.	25
Figura 4.14. Definición de disposición de armaduras del modelo.	25
Figura 4.15. Definición de cargas y combinaciones.	26
Figura 4.16. Resultados de tensiones y deformaciones en el hormigón.	27
Figura 4.17. Resultados de tensiones y deformaciones en el acero.	28
Figura 4.18. Resultados de adherencia de refuerzo.	29
Figura 4.19. Resultados de abertura de fisura en el hormigón.	30
Figura 5.1. Geometría del AMM DEB 1.7.	32
Figura 5.2. Armado del AMM DEB-1.7, extraído de Mata [6].	33
Figura 5.3. Armado de la viga DEB-1.7, extraído de Mata [6].	33
Figura 5.4. Vista general del espécimen DEB-1.7 (T1) tras la rotura, extraído de Mata [6].	34
Figura 5.5. Vista general del espécimen DEB-1.7 (T2) tras la rotura, extraído de Mata [6].	34
Figura 5.6. Resultados en galgas extensométricas dada la carga de rotura (DEB-1.7 T1), extraído de Mata [6].	35
Figura 5.7. Resultados en galgas extensométricas dada la carga de rotura (DEB-1.7 T2), extraído de Mata [6].	35
Figura 5.8. Geometría del AMM DEB 3.4.	36

Figura 5.9. Armado del AMM DEB-3.4, extraído de Mata [6].	37
Figura 5.10. Armado de la viga DEB-3.4, extraído de Mata [6].	37
Figura 5.11. Vista general del espécimen DEB-3.4 (T2) tras la rotura, extraído de Mata [6].	38
Figura 5.12. Resultados en galgas extensométricas dada la carga de rotura (DEB-3.4 T1), extraído de Mata [6].	38
Figura 5.13. Resultados en galgas extensométricas dada la carga de rotura (DEB-3.4 T2), extraído de Mata [6].	39
Figura 5.14. Geometría del AMM DEB 1.6.	40
Figura 5.15. Armado del AMM DEB-1.6, extraído de Mata [6].	40
Figura 5.16. Armado de la viga DEB-1.6, extraído de Mata [6].	40
Figura 5.17. Vista general del espécimen DEB-1.6 (T1) tras la rotura, extraído de Mata [6].	41
Figura 5.18. Detalle del fallo anclaje estribos verticales en DEB-1.6 (T1), extraído de Mata [6].	41
Figura 5.19. Vista general del espécimen DEB-1.6 (T2) tras la rotura, extraído de Mata [6].	42
Figura 5.20. Resultados en galgas extensométricas dada la carga de rotura (DEB-1.6 T1), extraído de Mata [6].	42
Figura 5.21. Resultados en galgas extensométricas dada la carga de rotura (DEB-1.6 T2), extraído de Mata [6].	43
Figura 6.1. Modelo ortogonal de bielas y tirantes, extraído de Mata [6].	45
Figura 6.2. Modelo de bielas y tirantes ubicadas en torno al nudo 1, extraído de Mata [6].	45
Figura 6.3. Modelo considerado para el nudo 2 (CCT), extraído de Mata [6].	46
Figura 7.1. Apoyos puntuales distribuidos.	49
Figura 7.2. Ejemplo definición de ley de compresión uniaxial del hormigón.	50
Figura 7.3. Curva de ablandamiento por defecto.	51
Figura 7.4. Curva de ablandamiento por defecto extrapolada.	52
Figura 7.5. Curva de ablandamiento Vecchio y Collins.	52
Figura 7.6. Modelo con hormigón en el recubrimiento con resistencia a tracción.	53
Figura 7.7. Ejemplo definición de propiedades de acero de armar ($\phi 12$).	54
Figura 8.1. Modo de falla del modelo numérico de DEB-1.7.	56
Figura 8.2. Tensión respecto a la fluencia de la armadura horizontal en DEB-1.7.	56
Figura 8.3. Tensión máxima en primer estribo de refuerzo vertical en DEB-1.7.	57
Figura 8.4. Localización de fisuras en modelo DEB-1.7.	58
Figura 8.5. Resultados modelo DEB-1.7 T1 (sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento).	59
Figura 8.6. Resultados modelo DEB-1.7 T2 (sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento).	59
Figura 8.7. Resultados modelo DEB-1.7 T1 (considerando resistencia a tracción del recubrimiento).	60
Figura 8.8. Resultados modelo DEB-1.7 T2 (considerando resistencia a tracción en el recubrimiento).	60
Figura 8.9. Concentraciones de tensiones en extremo de barras con tamaños de EF excesivamente pequeños.	62
Figura 8.10. Modo de falla del modelo numérico de DEB-3.4.	63
Figura 8.11. Tensión respecto a la fluencia de la armadura vertical en DEB-3.4.	63

Figura 8.12. Tensión máxima en primer estribo de refuerzo vertical en DEB-3.4.	65
Figura 8.13. Localización de fisuras en modelo DEB-3.4.....	66
Figura 8.14. Resultados modelo DEB-3.4 T1 (sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento).....	67
Figura 8.15. Resultados modelo DEB-3.4 T2 (sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento).....	67
Figura 8.16. Resultados modelo DEB-3.4 T1 (considerando resistencia a tracción en el recubrimiento).....	68
Figura 8.17. Resultados modelo DEB-3.4 T2 (considerando resistencia a tracción en el recubrimiento).....	68
Figura 8.18. Concentraciones de tensiones en extremo de barras con tamaños de EF excesivamente pequeños.	69
Figura 8.19. Modo de falla del modelo numérico de DEB-1.6.	71
Figura 8.20. Tensión respecto a la fluencia de la armadura vertical en DEB-1.6.....	71
Figura 8.21. Tensión máxima en primer estribo de refuerzo vertical en DEB-1.6.....	72
Figura 8.22. Localización de fisuras en modelo DEB-1.6.....	73
Figura 8.23. Resultados modelo DEB-1.6 T1 (sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento).....	74
Figura 8.24. Resultados modelo DEB-1.6 T2 (sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento).....	74
Figura 8.25. Resultados modelo DEB-1.6 T1 (considerando resistencia a tracción en el recubrimiento).....	75
Figura 8.26. Resultados modelo DEB-1.6 T2 (considerando resistencia a tracción en el recubrimiento).....	75
Figura 8.27. Concentraciones de tensiones en extremo de barras con tamaños de EF excesivamente pequeños	77
Figura 9.1. Elementos de conexión cuando la malla es mayor que el recubrimiento	79
Figura 9.2. Curva de adherencia entre refuerzo y hormigón.	82

1 INTRODUCCIÓN

Los apoyos a media madera (conocidos en inglés como “dapped end beams”), son ampliamente utilizados en las construcciones de hormigón armado y pretensado. Esto se debe principalmente a su facilidad de montaje y a que permiten mantener constante el canto de los forjados que soportan.

La Figura 1.1 a), b) y c) muestran algunas aplicaciones de los apoyos a media madera.

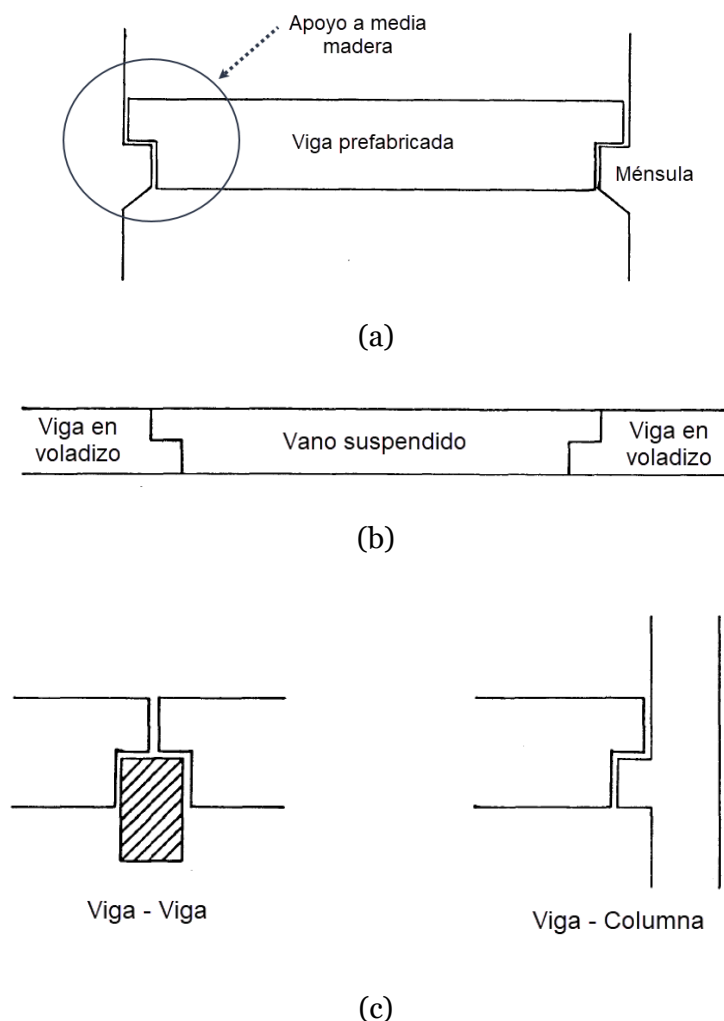


Figura 1.1. Aplicaciones de apoyos a media madera, extraído de Chan [1].

Los apoyos a media madera se clasifican como zonas de discontinuidad (regiones D). Esto, debido a que poseen una discontinuidad geométrica y una discontinuidad estática (carga concentrada). En las zonas de discontinuidad no se cumple la hipótesis de que las secciones planas permanecen planas después de deformarse. Esto se debe a que las distribuciones de tensiones son complejas debido a las discontinuidades anteriormente mencionadas.

El método más ampliamente utilizado para el diseño de zonas de discontinuidad es el método de las bielas y tirantes (MBT). La mayoría de las normas de diseño basan sus comprobaciones en el MBT. Algunas normas, como SIA-262 [2], utilizan otros métodos basados en la teoría plástica como el método de los campos de tensiones.

El método de las bielas y tirantes consiste en sustituir la parte de la estructura que constituya la región D, por una estructura plana de barras articuladas que represente su comportamiento. Las barras comprimidas se denominan bielas y representan la compresión del hormigón. Las barras traccionadas se denominan tirantes y representan las fuerzas de tracción de las armaduras. Considerando los requerimientos del teorema del límite inferior de la teoría de plasticidad, se puede utilizar el modelo simplificado para determinar la capacidad última de la región D.

El método de las bielas y tirantes tiene varias ventajas. Por ejemplo, se puede obtener un límite inferior para la carga de rotura de la región D, lo que conlleva diseños del lado de la seguridad. Por otro lado, dicha carga de rotura es independiente del estado tensional previo de la estructura. Además, el método de cálculo es consistente con el detallado de las armaduras.

A pesar de las ventajas anteriores, el método de las bielas y tirantes tiene desventajas importantes:

- Requiere cálculos manuales tediosos
- Es necesario hacer muchas iteraciones (distintos modelos para los distintos casos de carga)
- La resistencia a compresión del hormigón no se sabe a ciencia cierta ya que esta depende del estado tensional del hormigón
- No se determina con precisión la capacidad de deformación ni las verificaciones del ELS (abertura de fisuras, deflexiones)

Debido a las desventajas anteriores, se hace imprescindible la ayuda de herramientas computacionales para que los métodos manuales de las bielas y tirantes y los campos de tensiones no queden en desuso.

El software IDEA StatiCa Detail es una herramienta pensada especialmente para el diseño y verificación de zonas de discontinuidad. Este programa permite modelar de forma ágil, la región D mediante elementos finitos (elementos 1D para el acero de armar y 2D para el hormigón). Con el objetivo de estudiar la carga de rotura por pérdida de recubrimiento de distintos AMM, se utilizará la versión de desarrollo de IDEA StatiCa Detail para comparar dicha rotura con distintos ensayos hechos por otros autores.

En cuanto a la rotura de los apoyos a media madera, existe un modo de falla habitual que consiste en pérdida de la capacidad resistente del hormigón del recubrimiento debido a fisuración transversal (falla por “spalling”). Una de las hipótesis del programa IDEA Detail es que el hormigón no presenta resistencia a tracción. Esta hipótesis puede implicar aberturas de fisuras transversales importantes en el recubrimiento, lo que puede implicar una falla por spalling prematura. En este estudio se determinará si esta hipótesis da lugar a resultados excesivamente conservadores.

Por otro lado, existen usuarios de programas de cálculo de regiones D (por ejemplo, Detail, Cast, AstrutTie), que han adoptado la práctica de excluir del modelo el recubrimiento de los estribos, en otras palabras, modelar la armadura de los estribos hasta el borde exterior de la pieza. En este estudio se evaluará la validez de esta práctica y si los resultados obtenidos están considerablemente del lado de la inseguridad.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo principal

El objetivo principal de este estudio consiste en desarrollar modelos numéricos de regiones D (en particular apoyos a media madera), para analizar las cargas últimas de rotura y compararlas con resultados de ensayos experimentales hechos por otros autores. Para esto se utilizará el programa IDEA Detail.

Determinar si las hipótesis del programa IDEA StatiCa Detail resultan en resultados excesivamente conservadores en regiones de discontinuidad donde el tamaño del recubrimiento no es pequeño en comparación con el resto de la región de discontinuidad. Las regiones de discontinuidad estudiadas serán apoyos a media madera.

Por otro lado, se busca estudiar posibles problemas numéricos en prácticas habituales en modelado de regiones de discontinuidad.

Para conseguir el objetivo principal, se plantean los siguientes objetivos específicos.

2.2 Objetivos específicos

- Analizar si las hipótesis del programa implican resultados muy conservadores en modelos de apoyos a media madera.
- Estudiar la influencia del tamaño de los elementos finitos, en la carga última en distintos modelos de apoyos a media madera.
- Determinar si es preferible que el tamaño de los EF sea inferior o superior al tamaño del recubrimiento de la región de discontinuidad.
- Estudiar la influencia de distintos modelos de disminución de la resistencia del hormigón debido a fisuración transversal (“softening”).
- Evaluar si es recomendable considerar la resistencia a tracción del recubrimiento.
- Determinar si la práctica de ignorar el recubrimiento de los estribos (considerar en el modelo una longitud de estribo igual al canto de la pieza), da lugar a resultados muy inseguros.

3 ESTADO DEL CONOCIMIENTO

En este capítulo se describe brevemente el estado del conocimiento de los apoyos a media madera (AMM). Se describen los métodos más utilizados para su diseño y verificación.

Se denominan regiones de discontinuidad, a las partes de una estructura donde no se cumplen las hipótesis de Navier-Bernoulli. Dichas regiones, denotadas por la letra D, pueden producirse por discontinuidades geométricas o estáticas (cargas concentradas). En la vecindad de dichas discontinuidades, se generan distribuciones de tensiones complejas que invalidan la aplicación de la hipótesis general de Navier-Bernoulli.

3.1 Métodos de diseño de apoyos a media madera

Los métodos más utilizados para el diseño y verificación de AMM son los siguientes:

- Métodos de las bielas y tirantes
- Método de los campos de tensiones
- Distribuciones de tensiones basadas en elementos finitos

En los siguientes apartados se describe el fundamento teórico de los métodos citados anteriormente.

3.1.1 Método de las bielas y tirantes

El MBT, también conocido como método del puntal tensor, es la herramienta más ampliamente utilizada para el cálculo de regiones de discontinuidad.

A pesar de que los orígenes del MBT pueden vincularse a los modelos de celosía realizados por Wilhelm Ritter en 1899, la aplicación de este método para diseños de regiones de discontinuidad comenzó más de 85 años después con los trabajos de Marti en 1985 [3] y Schlaich et al en 1987 [4]. Parte de la normativa internacional ha ido adaptando esta metodología para el cálculo de regiones D desde entonces.

El procedimiento para el cálculo de AMM, siguiendo las indicaciones de Miguel et al. [5] y particularizando a las comprobaciones resistentes de varias normativas de referencia se plantea a continuación:

- Definición de la geometría y el sistema de cargas actuante en el AMM

La parte de la estructura que se considerará como una región D, se extiende hasta una distancia igual al canto de la viga medida desde el cambio de canto de esta (Ver Figura 3.1). una vez determinara la región de discontinuidad, deben determinarse (mediante un análisis global) las fuerzas fuera de dicha región, es decir las reacciones y los esfuerzos en la sección de la viga que separa la región D de la región B. Los esfuerzos en la interfaz

de ambas regiones deben descomponerse en resultantes puntuales, esto con el objetivo de obtener un sistema de fuerzas puntuales que pueda aplicarse a la celosía de bielas y tirantes que se definirá.

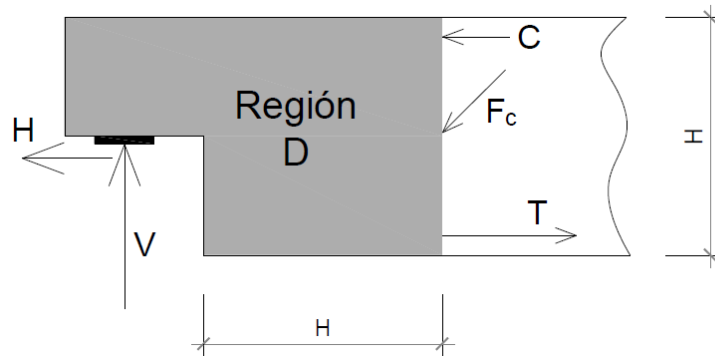


Figura 3.1. Geometría de región D y sistema de fuerzas puntuales en AMM, extraído de Mata [6].

- Definición de un modelo de bielas y tirantes para el AMM

Para definir la estructura de bielas y tirantes del modelo, es recomendable buscar que esta se asemeje a la distribución elástica lineal de los esfuerzos. De esta forma la armadura se podría colocar de forma óptima, minimizando así la cuantía. Sin embargo, lo anterior puede conllevar posiciones de armadura poco prácticas o de difícil construcción. Debido a lo anterior, a la hora de construir el modelo de bielas y tirantes, se debe buscar un equilibrio entre la adaptación al campo tensional elástico lineal y la facilidad constructiva.

Cualquier modelo de bielas y tirantes que satisfaga las condiciones de equilibrio (siempre y cuando la estructura tenga ductilidad suficiente), servirá para determinar la resistencia última de la estructura. Debido a esto, se pueden utilizar muchas configuraciones de bielas y tirantes para el diseño de una región de discontinuidad. En la literatura existen muchos modelos propuestos para las regiones de discontinuidad más comunes. En el presente estudio, para los AMM, se utilizará un modelo con tirantes dispuestos de forma ortogonal (Ver Figura 3.2) ya que habitualmente la armadura de refuerzo se colocará de forma ortogonal en la estructura.

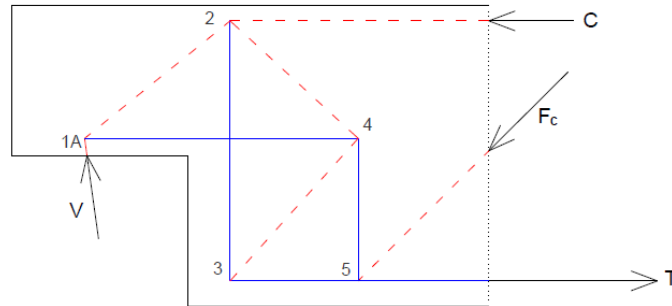


Figura 3.2. Modelo ortogonal de bielas y tirantes, extraído de Mata [6].

- Cálculo de esfuerzos en las bielas y tirantes anteriormente supuestas

Una vez definido el modelo a emplear, la obtención de los esfuerzos en las bielas y tirantes se reduce al cálculo de una estructura articulada de barras.

- Determinación del área de armadura de en los tirantes

El área mínima de armadura en cada tirante se determina a partir de la tracción en estos según la siguiente fórmula:

$$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} \text{ con } f_{yd} \leq 400 \text{ [MPa]}$$

Donde:

T_d : Tracción en el tirante

A_s : Área de armadura necesaria

f_{yd} : Resistencia de diseño del acero

La limitación de la resistencia de cálculo de la armadura a 400 MPa, es una recomendación de EHE-08 [7] para el control indirecto de la fisuración en ELS. Según los estudios de Mata [6], esta limitación no conduce con carácter general a la fisuración admisible en los AMM.

- Comprobación de bielas

El estado de fisuración de las bielas influye considerablemente en la resistencia de estas, debido a esto, es necesario conocer dicho estado de fisuración para determinar la

resistencia de la biela. La comprobación general puede formularse de la siguiente manera:

$$N_d \leq A_c \cdot f_{1cd} = A_c \frac{f_{1c}}{\gamma_c}$$

Donde:

N_d : Compresión en la biela

A_c : Área de la biela

f_{1c} : Resistencia característica de la biela

Los distintos valores para la resistencia característica de las bielas, especificados por las normativas EHE-98 [8], EHE-08 [7], EC-2 [9], MC-2010 [10] y SIA-262 [2] se muestran en la Tabla 3-1. Tanto la norma suiza SIA-262 [2] como el MC-2010 [10] definen la resistencia de las bielas en función de la resistencia plástica del hormigón (f_{cp}). La resistencia plástica es una resistencia reducida de la resistencia característica (f_{ck}) que permite la realización de un cálculo plástico sin limitar las deformaciones máximas de los materiales. La resistencia plástica se relaciona con la resistencia característica a través del coeficiente η_{fc} propuesto por Muttoni [11] que considera el aumento de fragilidad con la resistencia:

$$f_{cp} = \eta_{fc} \cdot f_{ck}$$

Donde:

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}(MPa)} \right)^{1/3}$$

EC-2 [9] considera solamente una reducción de resistencia mediante el factor ν' , que depende de la resistencia característica del hormigón:

$$\nu' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

Tabla 3-1. Valores de resistencia de las bielas según distintas normativas (Figuras Muttoni y Ruiz [12])

	Hormigón sin fisurar (compresión uniaxial)	Fisuración paralela con armadura perpendicular	Fisuración diagonal con armadura transversal	Fisuración transversal de gran abertura
EHE-98	$0.85 \cdot f_{ck}$	$0.7 \cdot f_{ck}$	$0.6 \cdot f_{ck}$	$0.4 \cdot f_{ck}$
EHE-08	$1.0 \cdot f_{ck}$	$0.7 \cdot f_{ck}$	$0.6 \cdot f_{ck}$	$0.4 \cdot f_{ck}$
EC-2 ($f_{ck}=30$ MPa) ($f_{ck}=50$ MPa)	$1.0 \cdot f_{ck}$	$0.6 \cdot v' \cdot f_{ck}$ ($0.53 \cdot f_{ck}$) ($0.48 \cdot f_{ck}$)		
MC-2010 ($f_{ck}=30$ MPa) ($f_{ck}=50$ MPa)	$1.0 \cdot f_{cp}$ ($1.0 \cdot f_{ck}$) ($0.84 \cdot f_{ck}$)	$0.75 \cdot f_{cp}$ ($0.75 \cdot f_{ck}$) ($0.63 \cdot f_{ck}$)	$0.55 \cdot f_{cp}$ ($0.55 \cdot f_{ck}$) ($0.46 \cdot f_{ck}$)	
SIA-262 ($f_{ck}=30$ MPa) ($f_{ck}=50$ MPa)	$1.0 \cdot f_{cp}$ ($1.0 \cdot f_{ck}$) ($0.84 \cdot f_{ck}$)	$0.8 \cdot f_{cp}$ ($0.8 \cdot f_{ck}$) ($0.67 \cdot f_{ck}$)	$0.55 \cdot f_{cp}$ ($0.55 \cdot f_{ck}$) ($0.46 \cdot f_{ck}$)	

En el caso de los AMM, las bielas horizontales en el modelo planteado en la Figura 3.2 corresponden a bielas en zona de compresión uniaxial. Por otro lado, la resistencia de la biela inclinada que va desde el apoyo a la cabeza de la primera armadura vertical dependerá de la armadura secundaria sobre el apoyo. Esto se debe a que dicha armadura coacciona la fisuración transversal, generándose un estado de fisuración transversal con armadura diagonal. Si no existe dicha armadura sobre el apoyo, se pueden tener fisuras de gran abertura, con lo que la resistencia debería evaluarse con el caso más restrictivo de la Tabla 3-1.

- Comprobación de zonas nodales

En zonas nodales que tienen restricciones geométricas, el estado tensional en dichas zonas, puede ser más restrictivo que el que se genera en las bielas y/o tirantes que allí confluyen. Por este motivo, es necesario hacer una comprobación específica en dichas zonas nodales.

Existen 4 tipos de zonas nodales. Estas se muestran en la Figura 3.3.

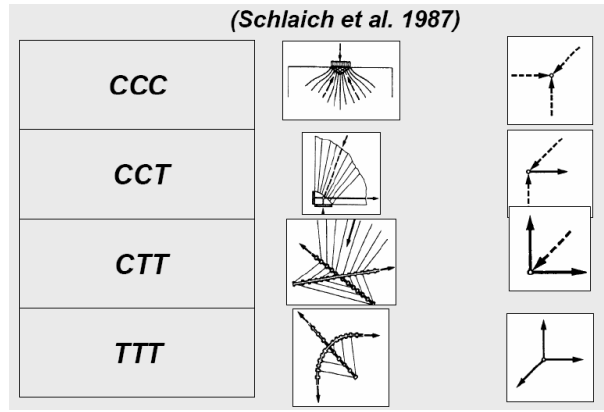


Figura 3.3 Tipos de zonas nodales, extraído de Schlaich et al [4].

En el modelo de bielas y tirantes de la Figura 3.2, el nodo 1A situado sobre el apoyo corresponde a un nodo CCT. La Figura 3.4 muestra los lineamientos establecidos por EC-2 [9] para la verificación de dicho tipo de nodos.

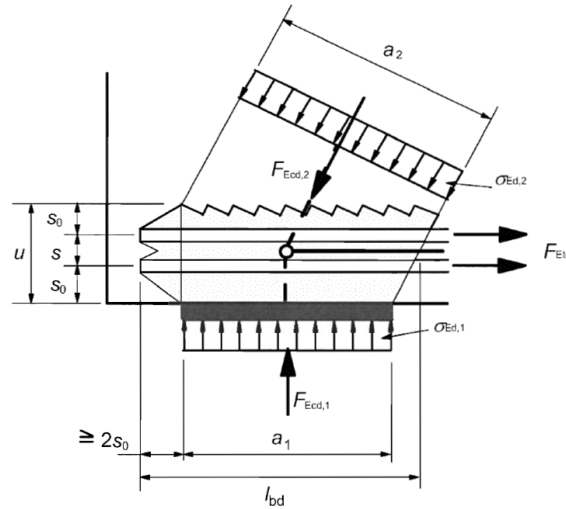


Figura 3.4. DCL de nodos tipo CCT, extraído de EC-2 [9].

Se deben realizar comprobaciones de tensiones tanto en la sección de la placa de apoyo como en el arranque de la biela inclinada. El valor máximo para la tensión en el hormigón especificado por la EHE-08 [7] es:

$$\sigma_{max} \leq f_{2cd} = 0.7 \cdot f_{cd}$$

Donde:

σ_{max} : Tensión normal máxima generada en el nudo

EC-2 [9] especifica un límite de tensión en el que interviene el coeficiente v' definido en el punto 5. Este coeficiente considera el aumento de la fragilidad conforme aumenta la resistencia del hormigón:

$$\sigma_{max} \leq f_{2cd} = k_2 \cdot v' \cdot f_{cd}$$

Otro nodo importante del esquema de bielas y tirantes de la Figura 3.2 es el nudo 2, situado en la cabeza de la armadura de cuelgue. Se trata también de un nodo CCT. Según Mata [6], en este nudo, se han observado experimentalmente roturas por desprendimiento del recubrimiento comprimido (spalling) que condicionan en algunos casos la resistencia de la región D. Este tema se abordará en el presente estudio.

- Diseño de anclaje de armaduras

En las regiones de discontinuidad, también es necesario verificar el anclaje de los distintos tirantes. En el caso del modelo de bielas y tirantes de la Figura 3.2, es importante la verificación de la adherencia del tirante que pasa sobre el apoyo (nudo 1A). La Figura 3.5 muestra una simplificación de tensiones en el nodo anteriormente mencionado. Cabe destacar que el punto desde el cual considerar la adherencia del tirante es de difícil ubicación, distintas normativas sugieren distintas aproximaciones. Posibles puntos de consideración del inicio de la adherencia podrían ser los puntos A y C de la Figura 3.5.

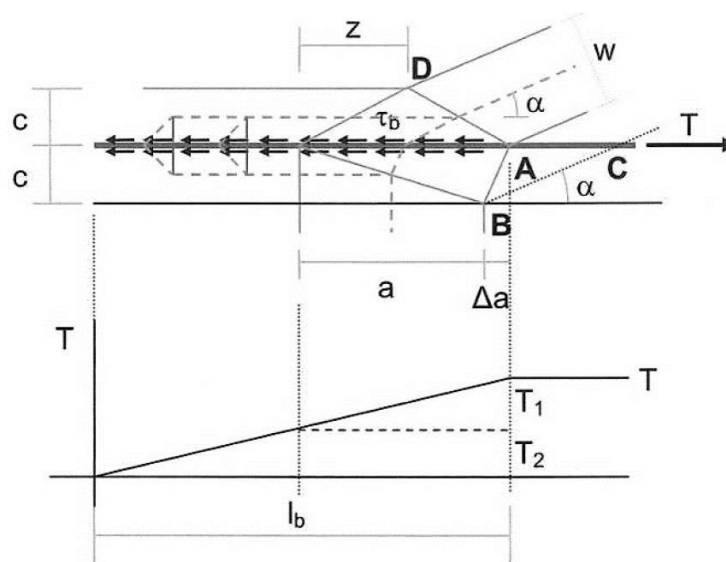


Figura 3.5. Simplificación de la distribución de tensiones de anclaje de armadura en nudo CCT, extraído de Miguel et al [5].

3.1.2 Campos de tensiones

El método de los campos de tensiones es una herramienta basada en la teoría de plasticidad que permite el dimensionamiento y verificación de elementos estructurales de hormigón armado.

Este método es análogo en muchos aspectos al MBT, pero en el que las bielas y los nudos tienen dimensiones finitas, de forma que los esfuerzos en el hormigón pueden ser comparados fácilmente con su resistencia. Permite identificar claramente las zonas críticas y ajustarse mediante un proceso iterativo al mecanismo resistente óptimo. Se

trata, por lo tanto, de una idealización estructural en la que se trabaja con tensiones, a diferencia del MTB, en el que la idealización del problema se hace en base a fuerzas resultantes que posteriormente se transforman a tensiones para verificar las bielas, tirantes y nudos.

En el método de los campos de tensiones, las leyes constitutivas de los materiales habitualmente se simplifican adoptando una ley de comportamiento perfectamente plástico como las que se indican en la Figura 3.6.

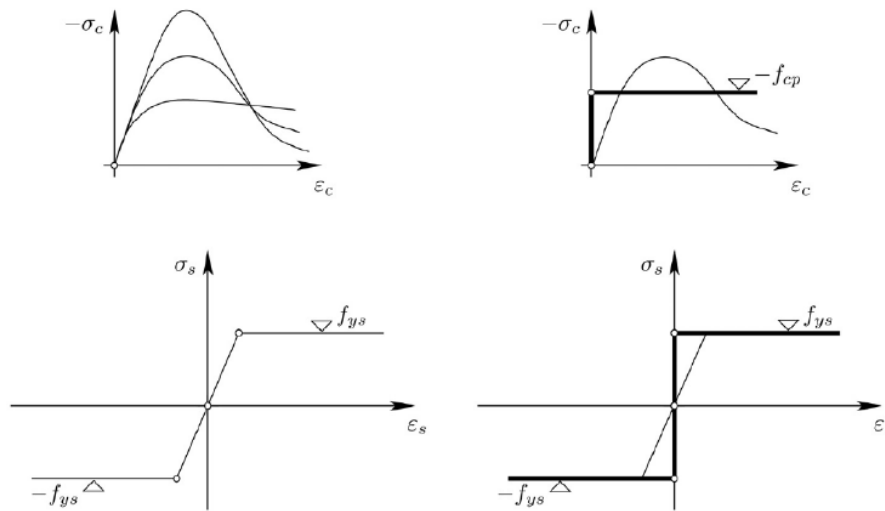


Figura 3.6. Hipótesis de comportamiento perfectamente plástico de los materiales, extraído de Muttoni y Fernández Ruiz [12].

La consideración de la hipótesis anterior da lugar a regiones de campos de tensiones delimitadas por líneas de discontinuidad en las que se aceptan cambios en los valores de las tensiones a uno y otro lado de estas. La Figura 3.7 muestra un ejemplo del método de campo de tensiones aplicado a una viga de gran canto.

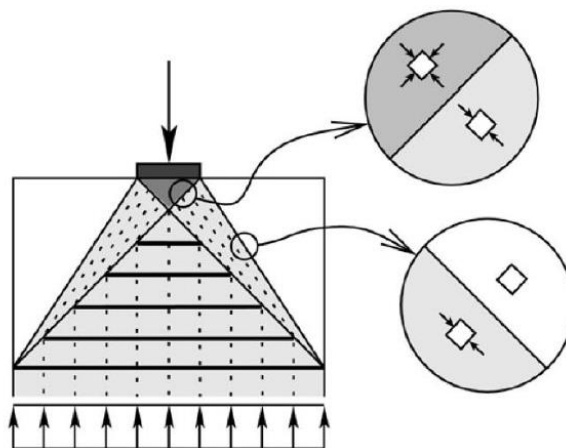


Figura 3.7. Ejemplo método campo de tensiones, extraído de Muttoni y Fernandez Ruiz [12].

A continuación, se describe paso a paso el método de los campos de tensiones.

- Idealización de los materiales

Para el acero se considera como resistencia plástica su límite elástico. En el caso del hormigón, para determinar su resistencia plástica (f_{cp}) se considera el aumento de fragilidad cuando aumenta la resistencia. Para minorar la resistencia plástica equivalente respecto a la característica (f_{ck}), en caso de que esta sea superior a 30 [MPa], el procedimiento más arraigado es mediante el coeficiente reductor (η_{fc}) propuesto por Muttoni [11]. Este coeficiente se mencionó en la comprobación de las bielas descrita de en el apartado anterior (MBT).

- Comprobación en los elementos básicos de los campos de tensiones

a) Bielas

Para esta verificación se analiza la tensión máxima de compresión de la biela. La resistencia del hormigón en esa dirección depende de las deformaciones transversales. Por lo tanto, la consideración de la resistencia plástica equivalente solo se utilizará en el caso de compresión uniaxial; Para los demás casos se consideran los coeficientes reductores descritos en la Tabla 3-1.

b) Tirantes

Para esta verificación, igual que en el MBT, se debe comprobar que el área del tirante es suficiente para que las tensiones en el acero no superen la resistencia plástica equivalente.

c) Nudos

existen distintas tipologías y formulaciones para la verificación de los nudos en el método de campo de tensiones. Por simplicidad, este tema no se abordará en este estudio.

Cabe comentar si bien las metodologías anteriores conducen a cierta sistematización en el planteamiento de los modelos de bielas y tirantes o campos de tensiones, el proceso de diseño y verificación de un elemento estructural con dichas metodologías requiere de cierta experiencia y tiempo de proceso.

3.1.3 Distribuciones de tensiones basadas en elementos finitos

Si bien los métodos anteriores descritos son ampliamente conocidos, en la práctica, habitualmente se intenta evitar su empleo. Esto, debido a que los métodos anteriores presentan las siguientes desventajas:

- Requieren cálculos manuales tediosos
- Es necesario hacer muchas iteraciones (distintos modelos para los distintos casos de carga)
- La resistencia a compresión del hormigón no se sabe a ciencia cierta ya que esta depende del estado tensional del hormigón

- No se determina con precisión la capacidad de deformación ni las verificaciones del ELS (abertura de fisuras, deflexiones)

Para solventar las desventajas anteriores, se hace necesaria la ayuda de herramientas computacionales. Siendo la mejor opción, el empleo de programas de distribución de tensiones basados en elementos finitos.

Usando el método de los elementos finitos no es necesario realizar un modelo de bielas y tirantes o realizar simplificaciones en los campos de tensiones. Los programas determinan automáticamente las distribuciones de tensiones en los distintos elementos finitos. Esto agiliza considerablemente el proceso de cálculo y verificación, y además implica más precisión en los resultados.

Desgraciadamente, estos programas tampoco están libres de desventajas. Las principales se enumeran a continuación:

- Se requiere usuarios expertos
- Muchos parámetros son desconocidos en la etapa de diseño
- Resultados altamente sensibles a parámetros aparentemente sin importancia
- El proceso de definición del modelo suele tomar bastante tiempo
- Obtención de distribuciones de armaduras poco prácticas

4 IDEA STATICA DETAIL

Debido a los inconvenientes que tiene el diseño de zonas de discontinuidad en el hormigón (ya discutidos en el capítulo anterior), nace IDEA StatiCa como un software pensado en la facilidad para evaluar y diseñar zonas de discontinuidad mediante el método de los elementos finitos. En el presente capítulo se describe el funcionamiento y las hipótesis del programa IDEA StatiCa Detail.

Cabe destacar que el presente estudio se realizó con la versión de desarrollo del programa. Dicha versión, no comercial, cuenta con funcionalidades avanzadas y permite modificar parámetros de los materiales y del análisis que son fijos en la versión comercial. Las características que se describirán a continuación corresponden a la versión comercial de IDEA Detail. Al final del capítulo se comentarán algunas de las funcionalidades especiales de la versión de desarrollo que fueron necesarias para realizar el este estudio.

4.1 Hipótesis del Programa

- Se desprecia la resistencia a tracción del hormigón (excepto para considerar el fenómeno de “tension stiffening”)
- Para el hormigón, se consideran deformaciones medias entre fisuras (Ver Figura 4.1).

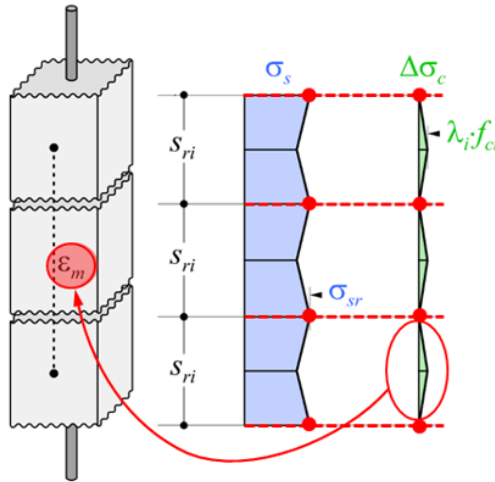


Figura 4.1. Hipótesis de deformaciones medias del hormigón entre fisuras, basado en Kaufmann y Marti [13].

- Las tensiones y deformaciones se calculan en el sentido de la fisura (Ver Figura).

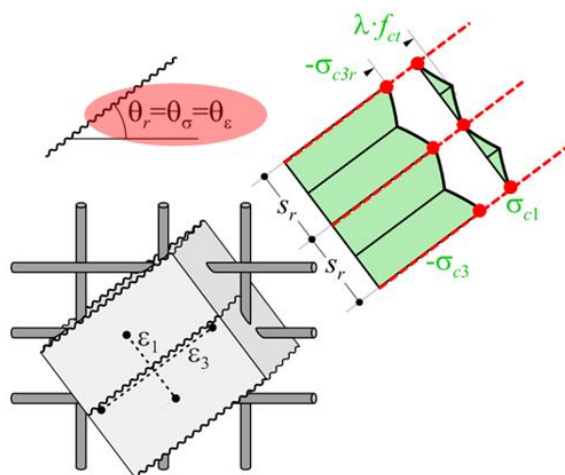


Figura 4.2. Consideración de deformaciones en el sentido de la fisura, basado en Kaufmann y Marti [13].

4.2 Malla de elementos finitos

IDEA StatiCa Detail utiliza elementos finitos 2D para modelar los elementos de hormigón, mientras que emplea elementos finitos 1D para modelar las barras de refuerzo. Estos elementos finitos son implementados internamente por el programa y el modelo de análisis es generado automáticamente si necesidad de la intervención de un usuario especializado.

Una parte importante del proceso de análisis es la generación de la malla de elementos finitos. Dicha malla es generada de tal forma que incluso para geometrías complejas, el cálculo entregue resultados confiables. Hay varias reglas para la creación de la malla, las cuales se comentan a continuación para los distintos elementos.

4.2.1 Hormigón

Todos los elementos finitos de hormigón estarán unidos entre sí. El tamaño de los elementos es determinado automáticamente por el programa en base a la forma y tamaño de la estructura y tomando en cuenta mayor diámetro de las barras de refuerzo. Por otro lado, el tamaño recomendado de los elementos asegura un mínimo de 4 elementos en los lados más cortos de la estructura, esto para asegurar resultados confiables en estructuras con algún lado considerablemente más corto que los otros (como columnas esbeltas o losas delgadas).

El número máximo de elementos de hormigón está limitado a 5000, sin embargo, este valor es suficiente para cumplir con el tamaño de elemento recomendado en la mayoría de las estructuras. En el caso de que el número máximo de elementos sea alcanzado (lo que implicaría un tamaño de elemento final más grande que el recomendado), se desplegará una advertencia que le indicará al usuario el tamaño existente y el tamaño recomendado. El usuario siempre podrá seleccionar un tamaño de elemento definido por usuario mediante la modificación del “multiplicador de tamaño por defecto”.

4.2.2 Armadura

Las barras de refuerzo se dividen en elementos finitos con aproximadamente el mismo largo que los elementos de hormigón.

Para modelar las barras de refuerzo se utilizan elementos finitos unidimensionales de dos nodos que solo admiten compresión y tracción (CROD). Estos elementos se conectan a elementos especiales para modelar la adherencia (“bond elements”), dichos elementos se desarrollaron especialmente para modelar el comportamiento de adherencia entre la barra de refuerzo y el hormigón circundante y se utilizan solo para la verificación del ELU de adherencia. Estos elementos de adherencia se conectan posteriormente a la malla de los elementos de hormigón mediante elementos MPC (“multi-point constrain”). Este procedimiento permite la creación de mallas independientes para el hormigón y el refuerzo mientras que asegura su interconexión.

La Figura 4.3 muestra un ejemplo de mallas de elementos finitos para modelar el hormigón y el acero de un modelo. Se observa que las mallas de estos dos materiales son completamente independientes, y que están interconectadas por elementos MPC representados en color naranja.

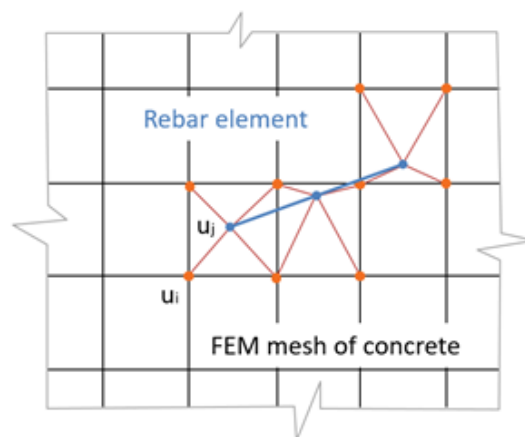


Figura 4.3. Elementos finitos de hormigón, de acero y elementos de conexión MPC.

Es importante observar, que, dependiendo del tamaño de la malla de los elementos de hormigón, es posible que haya elementos MCP que extrapolen la influencia de la armadura de refuerzo más allá del extremo de dicha armadura. En otras palabras, es posible que se esté considerando la influencia del acero de armar en un elemento finito de hormigón que no está reforzado.

El fenómeno descrito anteriormente es particularmente importante en los bordes de las piezas cuando el tamaño de los elementos finitos es superior al tamaño del recubrimiento como se muestra en la Figura 4.4.

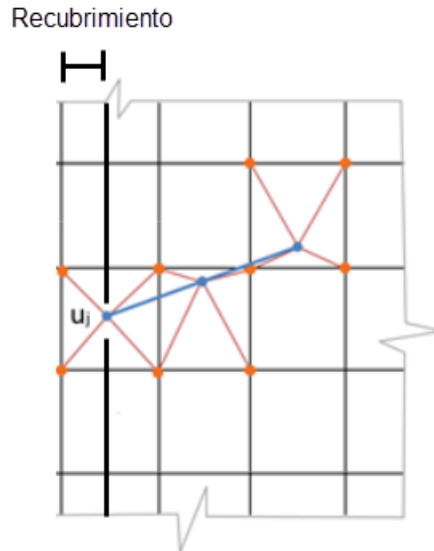


Figura 4.4. Elementos MCP cuando la malla es mayor que el recubrimiento.

El problema en estos casos es que se le atribuye resistencia a tracción al recubrimiento de hormigón y, por lo tanto, si una biela de compresión pasase por el hormigón del recubrimiento, su resistencia no se vería reducida debido a las fisuras transversales (ya que la resistencia a tracción atribuida por el refuerzo impediría la formación de fisuras en el recubrimiento). Debido a esto, la biela de compresión tendría más resistencia en el modelo que en la realidad.

En el caso de los apoyos a media madera, se ha observado que uno de los modos de falla predominantes es el fallo por desprendimiento del recubrimiento (“spalling”). Dicho modo de fallo estaría subestimado en el modelo si la biela que pasa por el recubrimiento tuviese mayor resistencia que la real.

4.3 Leyes constitutivas de los materiales

A continuación, se describen las leyes constitutivas de los elementos finitos anteriormente descritos: hormigón, acero de armar y adicionalmente los elementos de adherencia “bond elements”.

4.3.1 Hormigón

En el caso del hormigón, IDEA permite escoger entre el uso de una ley tipo parábola rectángulo o una ley bilineal. Las curvas tensión deformación de ambas leyes se muestran en las Figura 4.5 y Figura 4.6.

Cabe destacar que la versión comercial de IDEA Detail no considera resistencia a tracción del hormigón.

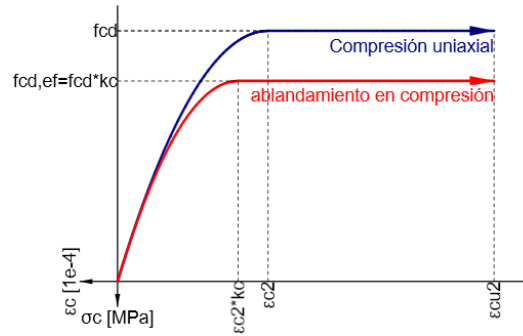


Figura 4.5. Ley constitutiva del hormigón tipo Parábola-rectángulo.

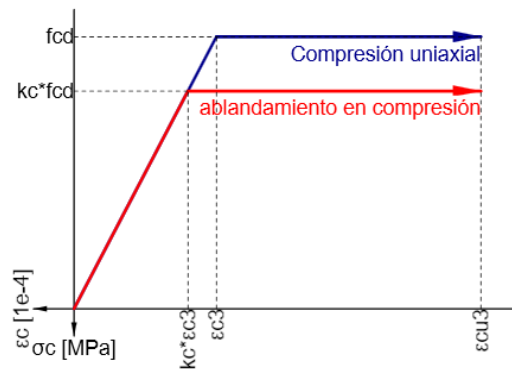


Figura 4.6. Ley constitutiva del hormigón tipo bilineal.

En las Figuras anteriores, se observa que el ablandamiento del hormigón debido a tracciones transversales se obtiene multiplicando la resistencia a compresión por un factor k_c . Dicho factor depende del estado de tracción transversal del elemento. La versión comercial de IDEA considera la curva de ablandamiento dada por el fib Model Code 2010 [10]. La Figura 4.7 muestra en color rojo la curva de ablandamiento considerada por el programa.

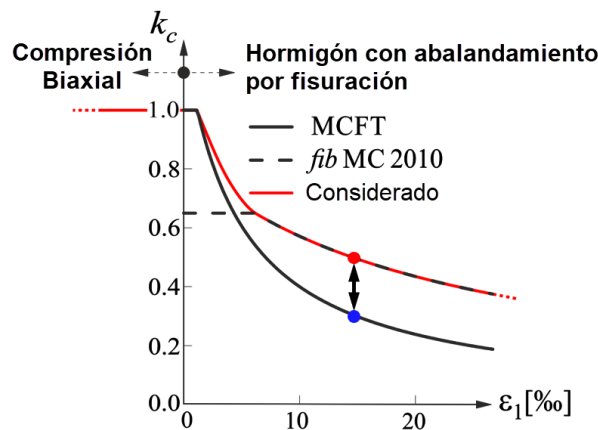


Figura 4.7. Curvas de ablandamiento por fisuras transversales.

Es importante comentar que, en el programa, la curva de ablandamiento tiene una cota inferior igual a $k_c = 0.3$ (Ver Figura 4.8). De todas formas, en la versión de desarrollo de IDEA Detail, se puede ingresar una curva definida por el usuario. En el presente estudio

se analizaron distintas curvas de abalanzamiento, esto se comentará en profundidad en el Capítulo 5.

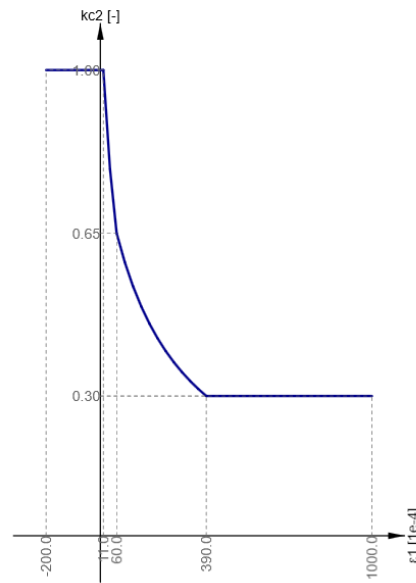


Figura 4.8. Curva de ablandamiento por defecto en IDEA Detail.

4.3.2 Acero

En el caso del acero de armar, IDEA permite escoger entre el uso de una ley tipo bilineal con endurecimiento (Figura 4.9) o una ley bilineal sin endurecimiento (Figura 4.10).

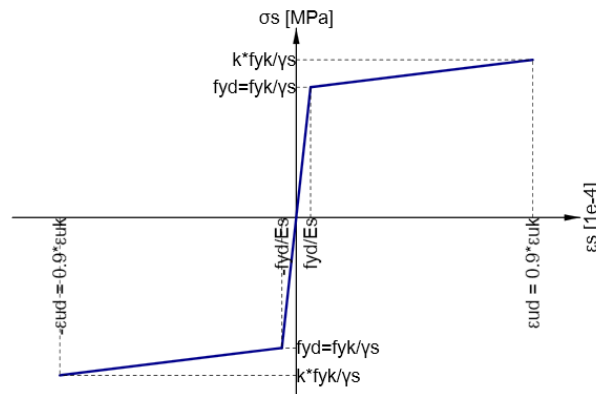


Figura 4.9. Ley constitutiva para el acero del tipo bilineal con endurecimiento.

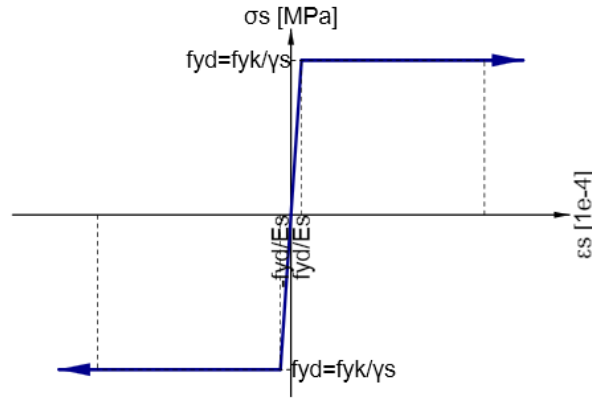


Figura 4.10. Ley constitutiva para el acero del tipo bilineal sin endurecimiento

Las leyes anteriores son usadas por el programa para modelar el comportamiento del acero expuesto (entre fisuras), sin embargo, para tener en cuenta el aumento de la rigidez del acero debido al aporte del hormigón entre fisuras (“tension stiffening”), el software modifica la ley constitutiva del acero como muestra la curva azul de la Figura 4.11.

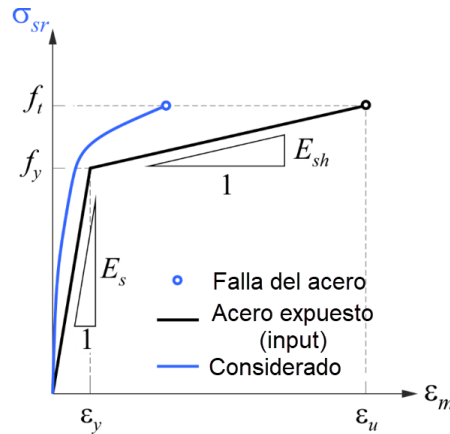


Figura 4.11. Curva tensión deformación del acero ante “tension stiffening”.

Como se puede observar, la curva utilizada para modelar el “tension stiffening”, aumenta la rigidez del acero, pero sin afectar la resistencia. Es importante destacar que además de lo anterior, se reduce la ductilidad considerablemente lo que puede disminuir la capacidad última de la estructura.

4.3.3 Modelo de adherencia (“bond model”)

La adherencia entre la armadura y el hormigón circundante se modela mediante una curva plástica perfecta cuyo límite elástico (f_{bd}), se determina automáticamente según la normativa utilizada. La Figura 4.12 muestra las curvas de adherencia real y considerada.

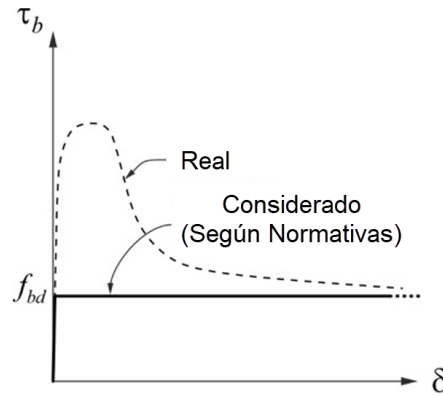


Figura 4.12. Curva de adherencia entre refuerzo y hormigón.

Los elementos que modelan la adherencia armadura-hormigón, solo son utilizados por el programa cuando el usuario especifica verificar la falla por deslizamiento de las armaduras. De lo contrario el programa supone adherencia perfecta.

4.4 Flujo de trabajo para el modelado

IDEA StatiCa DETAIL es un software que se centra en un tema muy específico, como lo es la verificación de regiones de discontinuidad en elementos de hormigón armado, debido a eso, la creación del modelo y el posterior análisis de este es un proceso muy ágil y directo.

El flujo de trabajo del programa consiste en 4 etapas independientes:

- Definición de la geometría
- Definición de la armadura
- Definición de las cargas
- Verificación de la estructura

En el presente apartado se describe de manera introductoria el flujo de trabajo para la verificación de una región D con el software IDEA Detail.

4.4.1 Definición de la geometría

Este primer paso, consiste sencillamente en: Definir la geometría del hormigón de la estructura (dimensiones y espesor), definir las condiciones de contorno de la sección estudiada, y finalmente definir apoyos y placas de aplicación de cargas (de ser necesarias).

La Figura 4.13 muestra un ejemplo de la definición de las condiciones geométrías de un modelo en la interfaz del programa.

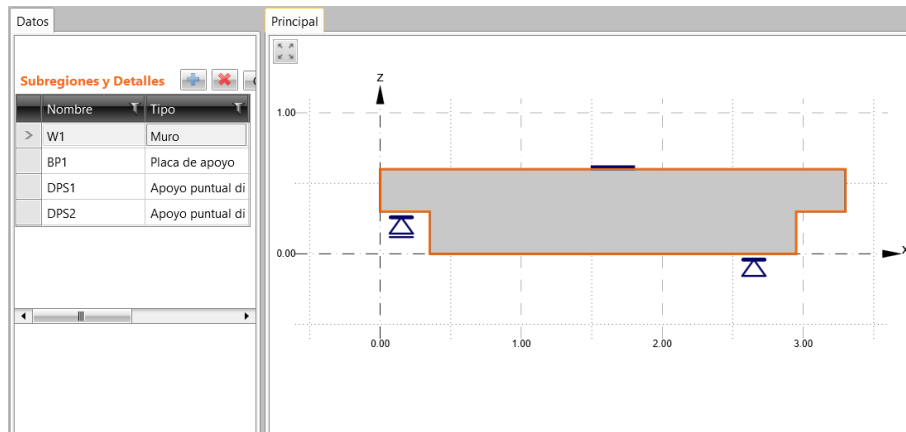


Figura 4.13. Definición de características geométricas del modelo.

4.4.2 Definición de la armadura

Luego de definir la geometría, se deben disponer las armaduras de refuerzo. Para esto es posible agregar distintos tipos de armaduras (mallas, armadura inclinada u horizontal, estribos). Para cada armadura se debe definir la ubicación, el diámetro y la longitud y además las condiciones de extremo de estas (gancho, patilla, anclaje perfecto, etc.).

La Figura 4.14 muestra un ejemplo de la definición de armaduras en un modelo IDEA Detail.

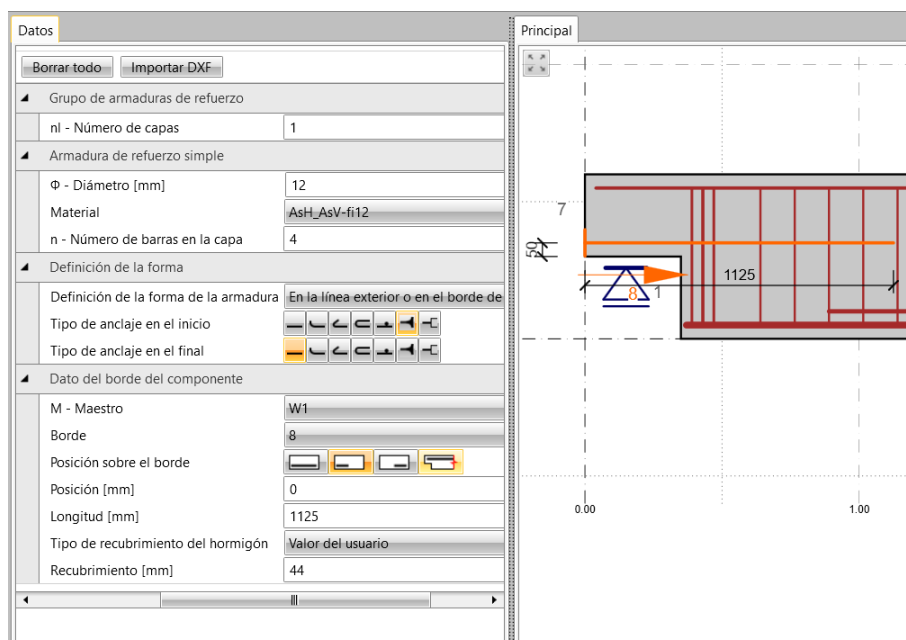


Figura 4.14. Definición de disposición de armaduras del modelo.

4.4.3 Definición de las cargas

En esta etapa del flujo de trabajo se deben definir los distintos casos de carga y además las combinaciones de estos. Es importante destacar que el programa no tiene en cuenta el peso propio de la estructura.

Datos

Casos de carga y combinaciones Cargas impuestas

Cargas impuestas + - Copiar Borrar todo

Caso de carga actual LE1

Nombre	Tipo
> PI1	Carga puntual

▲ Carga puntual

Q [kN] -800.0

Dirección Z global

Inclinação [°] 0.0

▲ Elemento para transmisión de la carga puntual

Dispositivo transmisor BP1

Excentricidad [m] 0.00

Figura 4.15. Definición de cargas y combinaciones.

4.4.4 Resultados

Luego de realizado el análisis del modelo, los resultados se muestran separados por categorías en 3 pestañas diferentes (Resistencia, Anclaje y Auxiliar). A continuación, se describen brevemente los resultados que se muestran en cada pestaña.

1. Resistencia

En esta pestaña se muestran los resultados de tensiones y deformaciones de los distintos materiales. Los resultados se representan tanto gráficamente como en tablas.

En el caso del hormigón, también se puede observar el valor del coeficiente kc_2 de reducción de la resistencia a compresión del hormigón ante fisuración transversal.

Los resultados de tensiones y deformaciones se muestran tanto de forma absoluta como de forma relativa a sus respectivos valores límites ($\sigma, \sigma/\sigma_{lim}, \varepsilon, \varepsilon/\varepsilon_{lim}$).

La Figura 4.16 muestra un ejemplo de los resultados de tensiones y deformaciones del hormigón en la pestaña “Resistencia”.

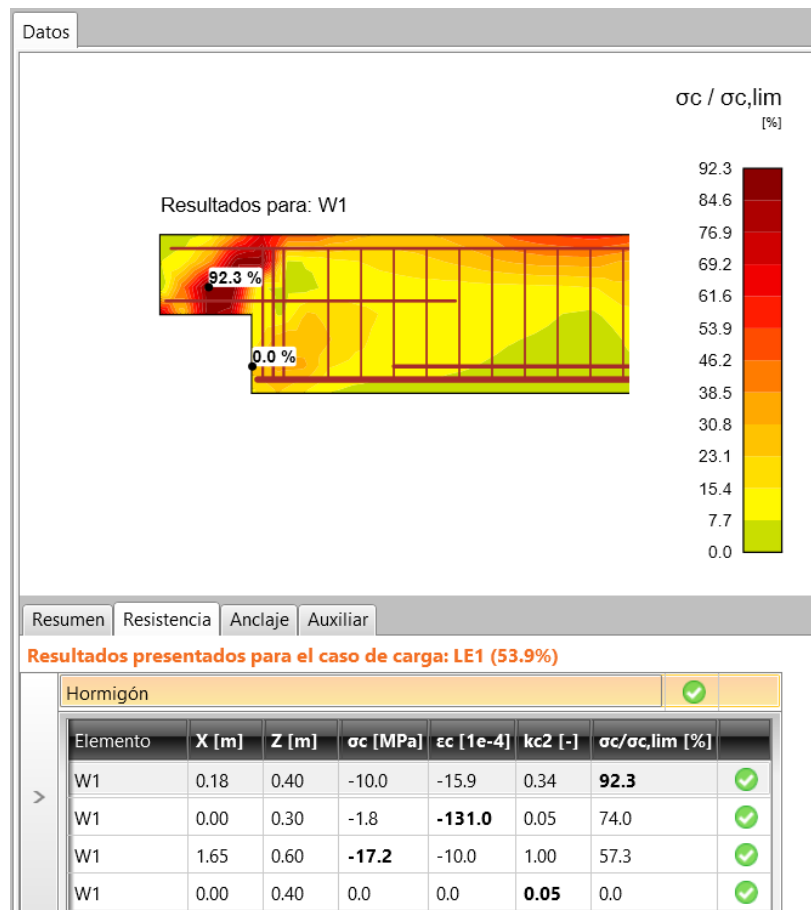


Figura 4.16. Resultados de tensiones y deformaciones en el hormigón.

La Figura 4.17 muestra un ejemplo de los resultados de tensiones y deformaciones del acero en la pestaña “Resistencia”.

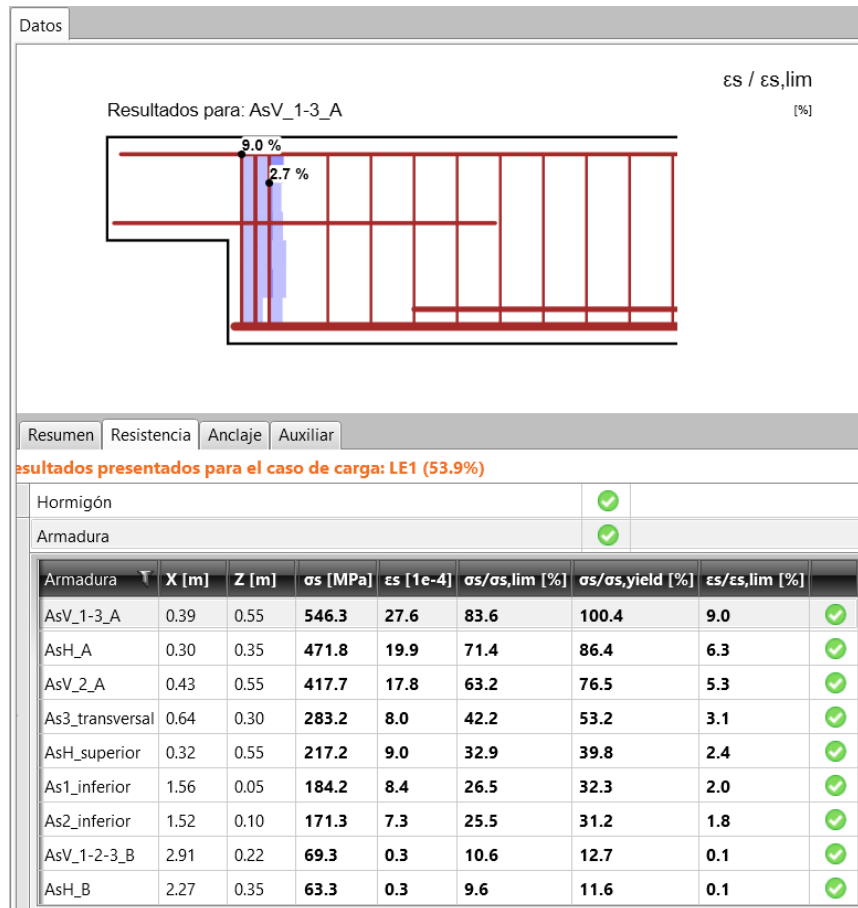


Figura 4.17. Resultados de tensiones y deformaciones en el acero.

2. Anclaje

La pestaña “Anclaje” muestra los resultados de tensiones de adherencia en la armadura de refuerzo. También muestra los desplazamientos relativos del refuerzo respecto al hormigón adyacente y la fuerza total desarrollada en la armadura.

La Figura 4.18 muestra un ejemplo de los resultados de adherencia del refuerzo en la pestaña “Anclaje”.

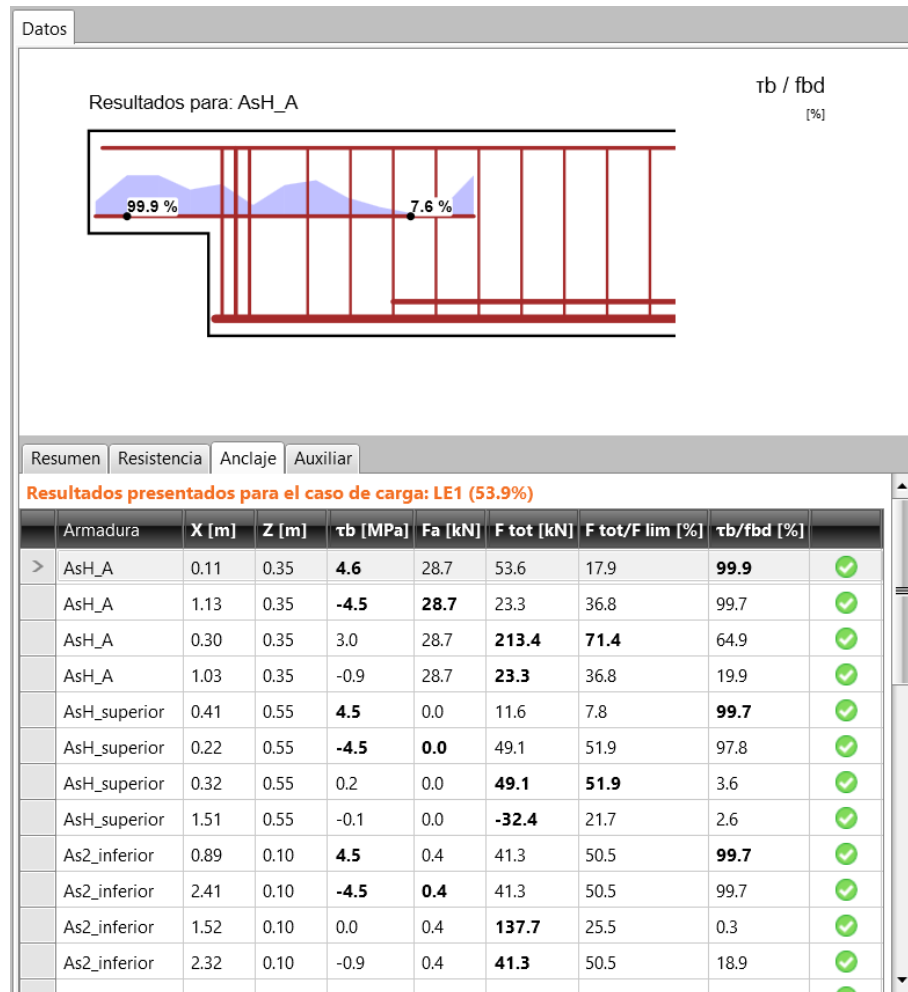


Figura 4.18. Resultados de adherencia de refuerzo.

3. Auxiliar

En esta pestaña se muestran resultados como la deformación del hormigón, la abertura de fisuras y la relación del armado respecto a la cuantía mínimas geométricas.

Los resultados auxiliares son solo de carácter informativo y no pueden ser considerados como verificaciones de acuerdo con la normativa. La Figura 4.19 muestra un ejemplo de resultados de abertura de fisura en la pestaña “Auxiliar”.

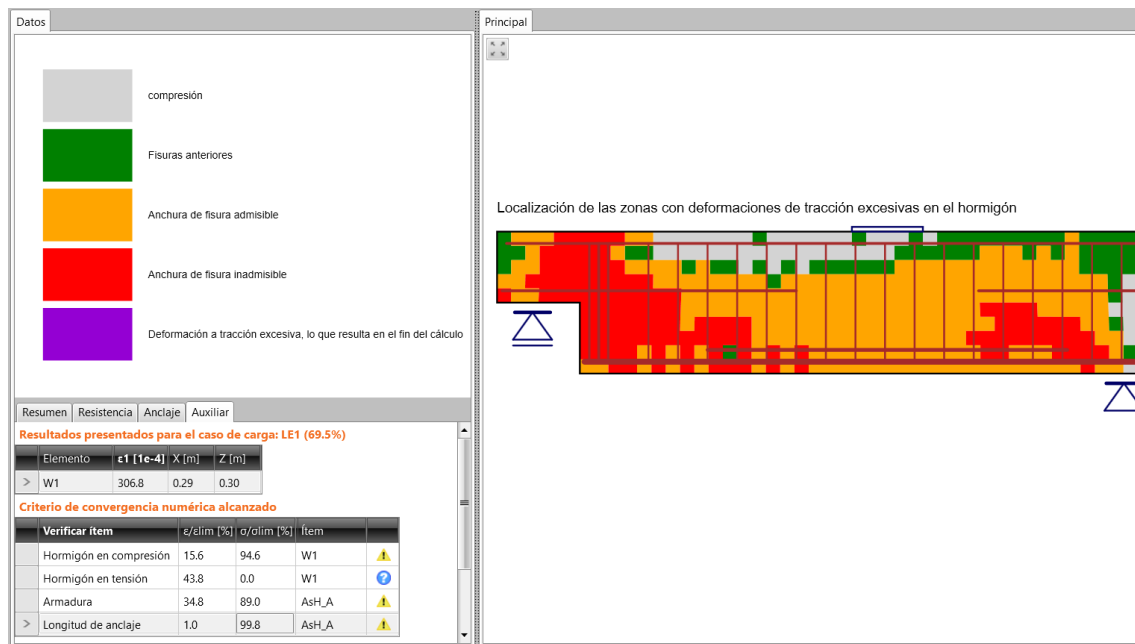


Figura 4.19. Resultados de abertura de fisura en el hormigón.

4.5 Funciones especiales de la versión de desarrollo de IDEA Detail

Algunas de las funciones especiales que permite la versión de desarrollo (no comercial) de IDEA Detail, son las siguientes:

- Considerar la resistencia a tracción del hormigón
- Modificar el tamaño de la malla de elementos finitos
- Modificar parámetros de forma automática (análisis de modelos por lotes)
- Configuración avanzada de verificación según normativa

Las funciones anteriores se mencionan ya que fueron especialmente importantes en el presente estudio.

5 ENSAYOS EXPERIMENTALES EXISTENTES

En este capítulo se describen ensayos realizados por otros autores, los resultados de estos ensayos se utilizaron posteriormente para compararlos con resultados de distintos modelos hechos en IDEA Detail.

Los ensayos estudiados fueron los siguientes:

- DEB-1.7 (T1 y T2)
Autor: Jaime Mata Falcón
Referencia: Mata [6]
- DEB-3.4 (T1 y T2)
Autor: Jaime Mata Falcón
Referencia: Mata [6]
- DEB-1.6 (T1 y T2)
Autor: Jaime Mata Falcón
Referencia: Mata [6]

A continuación, se describe la geometría de los distintos ensayos junto con algunos resultados importantes que se compararán en los siguientes capítulos con los resultados de los modelos hechos en IDEA StatiCa Detail.

5.1 DEB-1.7 (T1 y T2)

Los ensayos DEB-1.7 T1 y DEB-1.7 T2 son dos ensayos independientes que se realizaron con dos AMM de características geométricas y de armado idénticas. En este apartado se describe la configuración del AMM DEB-1.7 y se muestran los resultados tanto para el ensayo T1 como para el T2.

5.1.1 Materiales

Los materiales utilizados para el espécimen DEB-1.7, fueron: Hormigón H30, para la viga y acero corrugado de calidad B500SD para las barras de refuerzo.

En el caso del hormigón, se emplearon probetas de la misma edad del AMM para determinar la resistencia a compresión (f_c) según UNE-EN 12390-3 [14] y la resistencia

a tracción indirecta (f_{ct}) según UNE-EN 12390-6 [15]. Los resultados medios de las probetas estudiadas se muestran en la siguiente Tabla:

Tabla 5-1. Resistencia hormigón AMM DEB-1.7.

Especimen	f_c [MPa]	f_{ct} [MPa]
DEB-1.7	30.0	2.84

En el caso del acero, se realizaron ensayos de tracción según UNE-EN ISO 6892-1:2009 [16], con estos ensayos se determinó el límite elástico (f_y) y la resistencia a tracción (f_{max}). En base a estos dos valores, se calculó el factor de ductilidad ($k = f_{max}/f_y$). Los resultados para los distintos diámetros de barra se muestran en la siguiente Tabla.

Tabla 5-2. Resistencia acero AMM DEB-1.7.

Especimen DEB-1.7		$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$	$\phi 16$	$\phi 25$
	f_{yk} [MPa]	532.3	544.2	546.1	549.6	569.9
	f_{ymax} [MPa]	672.1	654.3	658.5	672.8	695.9
	$k=f_{ymax}/f_y$	1.26	1.20	1.21	1.22	1.22

5.1.2 Geometría

La geometría del AMM ensayado se muestra en la Figura 5.1. El ancho de la viga es de 0.25 [m].

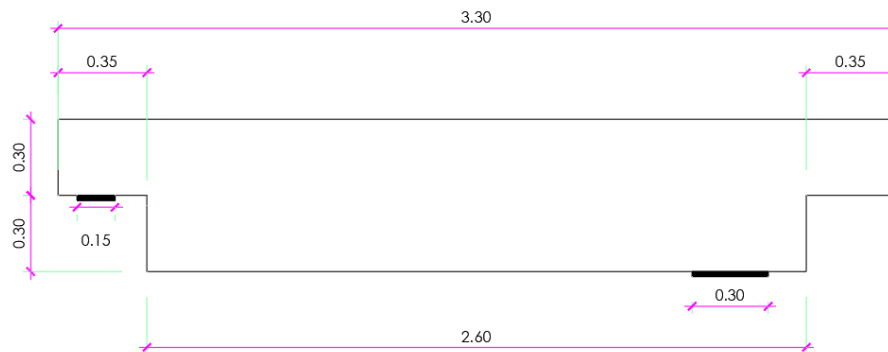


Figura 5.1. Geometría del AMM DEB 1.7.

Las disposiciones de armadura en el AMM y en el resto de la viga se muestran en las Figura 5.2 y Figura 5.3, respectivamente.

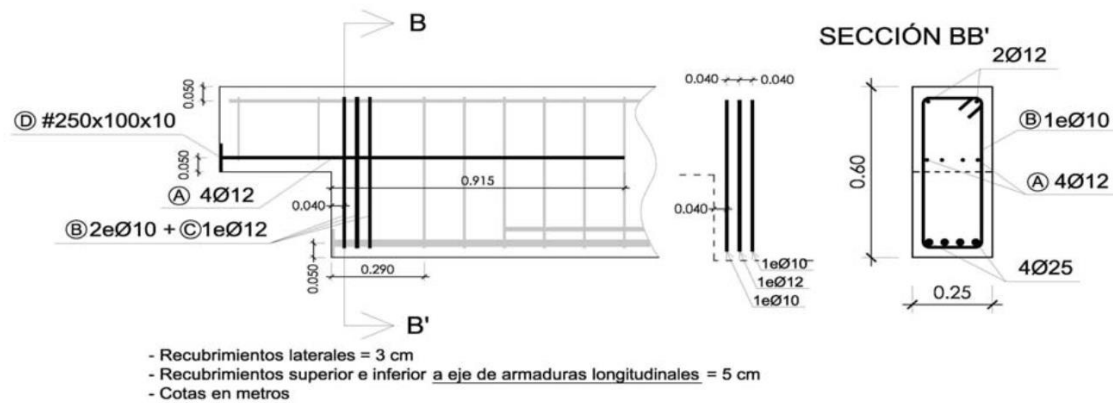


Figura 5.2. Armado del AMM DEB-1.7, extraído de Mata [6].

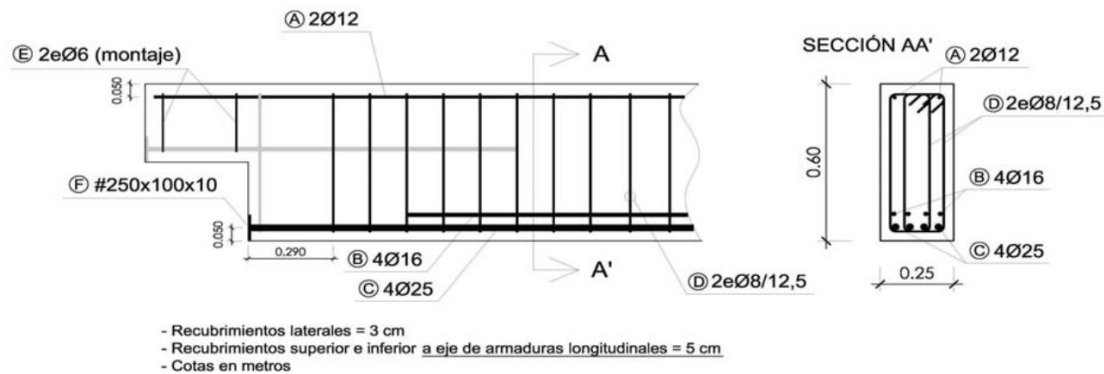


Figura 5.3. Armado de la viga DEB-1.7, extraído de Mata [6].

5.1.3 Descripción de la rotura

DEB-1.7 T1:

El tipo de rotura corresponde a una rotura por plastificación del acero. Plastifica primeramente el primer estribo vertical (B1) y a continuación la armadura horizontal.

La rotura se produce por agotamiento de la armadura horizontal (A); Una vez plastifica dicha armadura, el incremento de carga que se aplica sobre la pieza es resistida por la rama de endurecimiento de la armadura horizontal, hasta que esta alcanza su tensión máxima.



Figura 5.4. Vista general del espécimen DEB-1.7 (T1) tras la rotura, extraído de Mata [6].

DEB-1.7 T2:

Mismas características de rotura que DEB-1.7 T1.



Figura 5.5. Vista general del espécimen DEB-1.7 (T2) tras la rotura, extraído de Mata [6].

5.1.4 Resultados

DEB-1.7 T1:

El valor último de la reacción vertical sobre al apoyo en este ensayo fue:

$$V_u = 194.39 [kN]$$

La Figura 5.6 muestra los resultados de las galgas extensométricas en las distintas barras de refuerzo del espécimen DEB-1.7 (T1) cuando se alcanzó la carga de rotura.

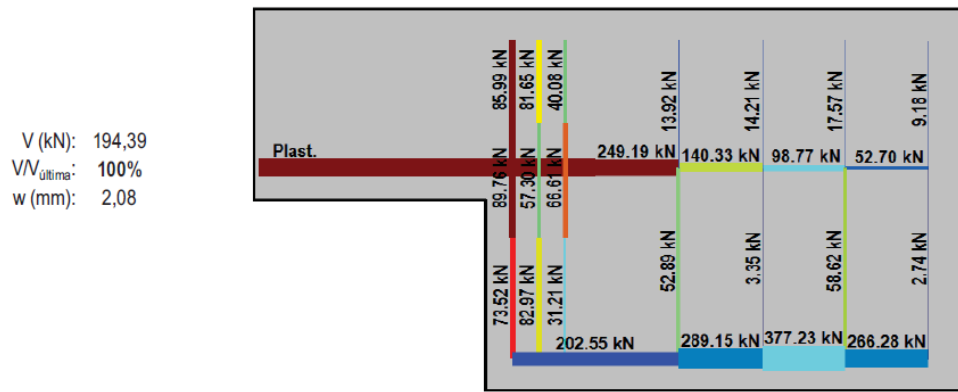


Figura 5.6. Resultados en galgas extensométricas dada la carga de rotura (DEB-1.7 T1), extraído de Mata [6].

DEB-1.7 T2:

El valor último de la reacción vertical sobre al apoyo en este ensayo fue:

$$V_u = 188.80 \text{ [kN]}$$

La Figura 5.7 muestra los resultados de las galgas extensométricas en las distintas barras de refuerzo del espécimen DEB-1.7 (T2) cuando se alcanzó la carga de rotura.

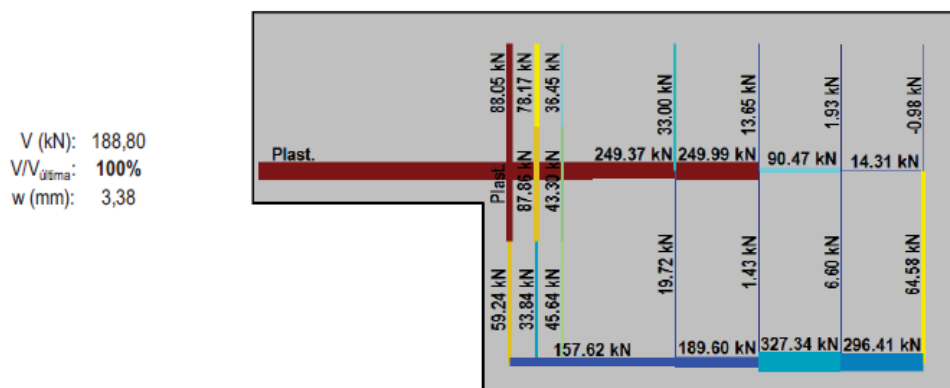


Figura 5.7. Resultados en galgas extensométricas dada la carga de rotura (DEB-1.7 T2), extraído de Mata [6].

5.2 DEB-3.4 (T1 y T2)

Los ensayos DEB-3.4 T1 y DEB-3.4 T2 son dos ensayos independientes que se realizaron con dos AMM de características geométricas y de armado idénticas. En este apartado se describe la configuración del AMM DEB-3.4 y se muestran los resultados tanto para el ensayo T1 como para el T2.

5.2.1 Materiales

Los materiales utilizados para el espécimen DEB-3.4, fueron: Hormigón H30, para la viga y acero corrugado de calidad B500SD para las barras de refuerzo.

En el caso del hormigón, se emplearon probetas de la misma edad del AMM para determinar la resistencia a compresión (f_c) según UNE-EN 12390-3 [14] y la resistencia a tracción indirecta (f_{ct}) según UNE-EN 12390-6 [15]. Los resultados medios de las probetas estudiadas se muestran en la siguiente Tabla:

Tabla 5-3. Resistencia hormigón AMM DEB-3.4.

Especimen	f_c [MPa]	f_{ct} [MPa]
DEB-3.4	34.6	2.86

En el caso del acero, se realizaron ensayos de tracción según UNE-EN ISO 6892-1:2009 [16], con estos ensayos se determinó el límite elástico (f_y) y la resistencia a tracción (f_{max}). En base a estos dos valores, se calculó el factor de ductilidad ($k = f_{max}/f_y$). Los resultados para los distintos diámetros de barra se muestran en la siguiente Tabla.

Tabla 5-4. Resistencia acero AMM DEB-3.4.

Especimen DEB-3.4		$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$	$\phi 16$	$\phi 25$
	f_{yk} [MPa]	549.1	557.0	548.2	573.5	564.8
	f_{ymax} [MPa]	666.6	664.1	665.2	663.7	692.4
	$k=f_{ymax}/f_y$	1.21	1.19	1.21	1.16	1.23

5.2.2 Geometría

La geometría del AMM ensayado se muestra en la Figura 5.8. El ancho de la viga es de 0.25 [m].

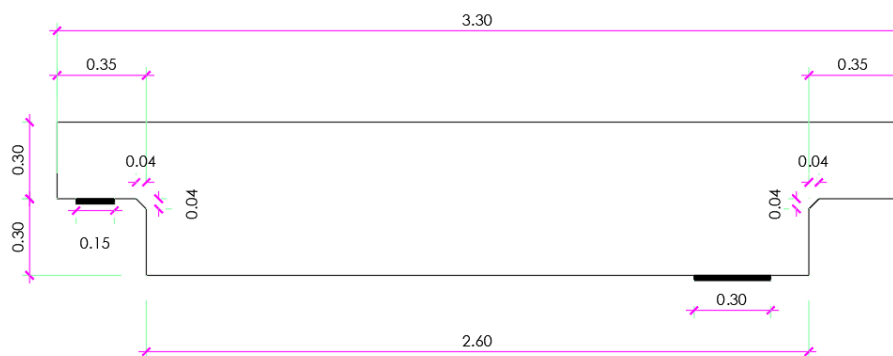


Figura 5.8. Geometría del AMM DEB 3.4.

Las disposiciones de armadura en el AMM y en el resto de la viga se muestran en las Figura 5.9 y Figura 5.10, respectivamente.

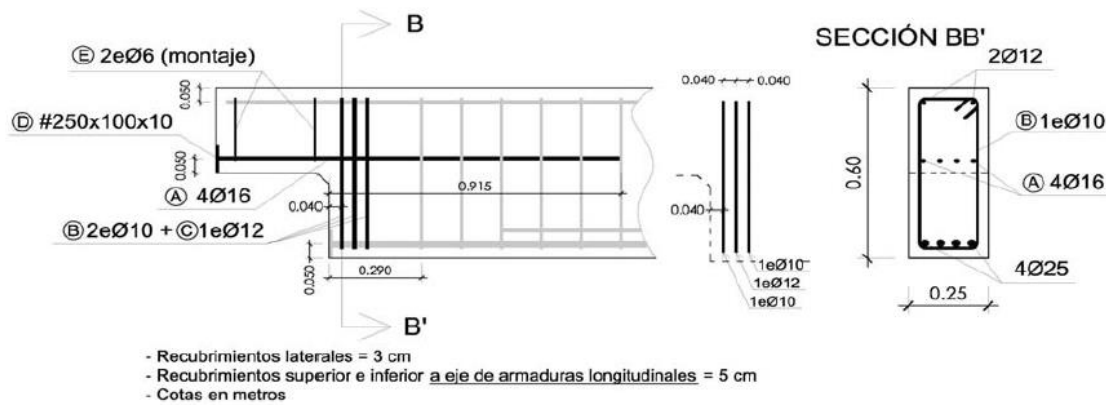


Figura 5.9. Armado del AMM DEB-3.4, extraído de Mata [6].

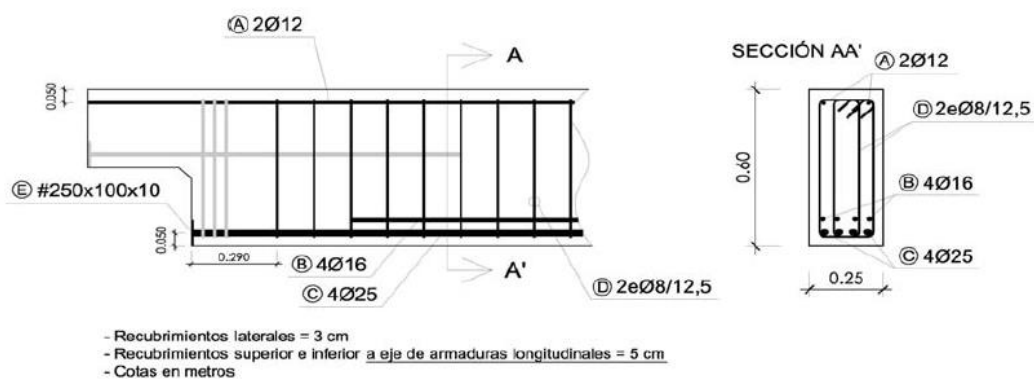


Figura 5.10. Armado de la viga DEB-3.4, extraído de Mata [6].

5.2.3 Descripción de la rotura

DEB-3.4 T1:

El tipo de rotura corresponde a una rotura por plastificación del acero. Plastifica únicamente el primer plano del tirante principal vertical. El tirante principal horizontal queda muy cerca de la plastificación.

La rotura se produce por progresión de la fisura que parte de la esquina, al juntarse esta fisura con otras fisuras a la altura de la armadura superior, produce el levantamiento del recubrimiento de hormigón.

No se registraron fotografías de este ensayo.

DEB-3.4 T2:

El tipo de rotura corresponde a una rotura por plastificación del acero. El orden de plastificación es el siguiente: 1º/vertical (1er plano)-2º/vertical (2do plano).

La rotura se produce por progresión de la fisura que parte de la esquina, al juntarse esta fisura con otras fisuras a la altura de la armadura superior, produce el levantamiento del recubrimiento de hormigón.



Figura 5.11. Vista general del espécimen DEB-3.4 (T2) tras la rotura, extraído de Mata [6].

5.2.4 Resultados

DEB-3.4 T1:

El valor último de la reacción vertical sobre al apoyo en este ensayo fue:

$$V_u = 261.60 \text{ [kN]}$$

La Figura 5.12 muestra los resultados de las galgas extensométricas en las distintas barras de refuerzo del espécimen DEB-3.4 (T1) cuando se alcanzó la carga de rotura.

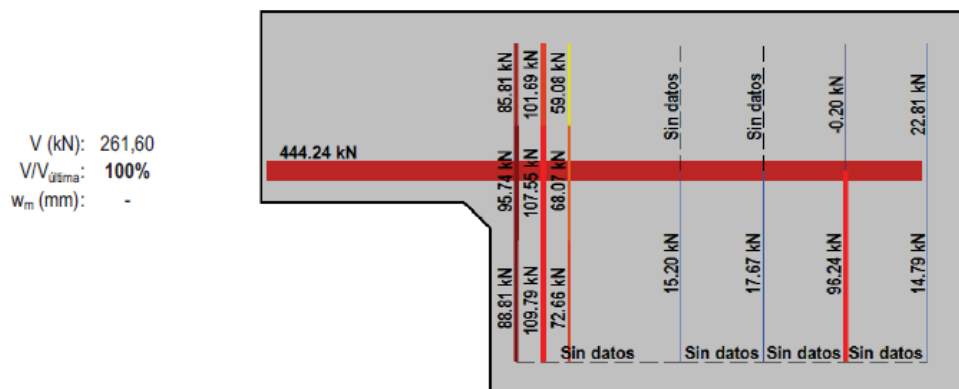


Figura 5.12. Resultados en galgas extensométricas dada la carga de rotura (DEB-3.4 T1), extraído de Mata [6].

DEB-3.4 T2:

El valor último de la reacción vertical sobre al apoyo en este ensayo fue:

$$V_u = 266.07 \text{ [kN]}$$

La Figura 5.13 muestra los resultados de las galgas extensométricas en las distintas barras de refuerzo del espécimen DEB-3.4 (T2) cuando se alcanzó la carga de rotura.

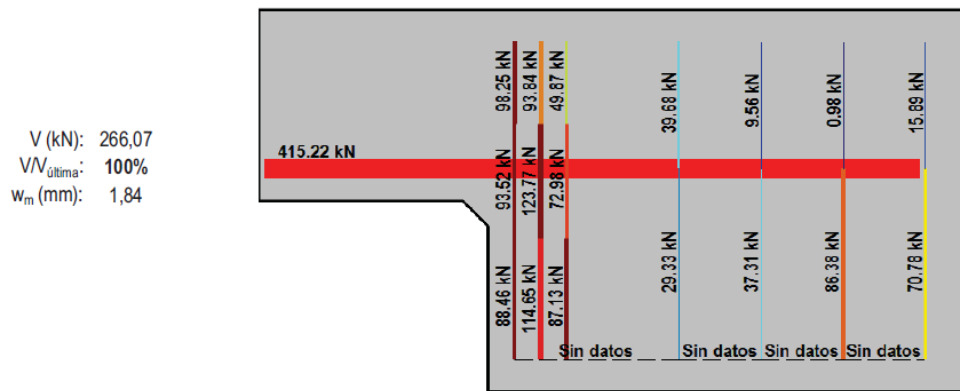


Figura 5.13. Resultados en galgas extensométricas dada la carga de rotura (DEB-3.4 T2), extraído de Mata [6].

5.3 DEB-1.6 (T1 y T2)

Los ensayos DEB-1.6 T1 y DEB-1.6 T2 son dos ensayos independientes que se realizaron con dos AMM de características geométricas y de armado idénticas. En este apartado se describe la configuración del AMM DEB-1.6 y se muestran los resultados tanto para el ensayo T1 como para el T2.

5.3.1 Materiales

Los materiales utilizados para el espécimen DEB-1.6, fueron: Hormigón H30, para la viga y acero corrugado de calidad B500SD para las barras de refuerzo.

En el caso del hormigón, se emplearon probetas de la misma edad del AMM para determinar la resistencia a compresión (f_c) según UNE-EN 12390-3 [14] y la resistencia a tracción indirecta (f_{ct}) según UNE-EN 12390-6 [15]. Los resultados medios de las probetas estudiadas se muestran en la siguiente Tabla:

Tabla 5-5. Resistencia hormigón AMM DEB-1.6.

Especimen	f_c [MPa]	f_{ct} [MPa]
DEB-1.6	31.1	3.19

En el caso del acero, se realizaron ensayos de tracción según UNE-EN ISO 6892-1:2009 [16], con estos ensayos se determinó el límite elástico (f_y) y la resistencia a tracción (f_{max}). En base a estos dos valores, se calculó el factor de ductilidad ($k = f_{max}/f_y$). Los resultados para los distintos diámetros de barra se muestran en la siguiente Tabla.

Tabla 5-6. Resistencia acero AMM DEB-1.6.

Especimen DEB-1.6		$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$	$\phi 16$	$\phi 25$
	f_{yk} [MPa]	532.3	544.2	546.1	549.6	569.9
	$f_{y\max}$ [MPa]	672.1	654.3	658.5	672.8	695.9
	$k=f_{y\max}/f_y$	1.26	1.20	1.21	1.22	1.22

5.3.2 Geometría

La geometría del AMM ensayado es idéntica a la del DEB-1.7, esta se muestra en la Figura 5.8. El ancho de la viga es de 0.25 [m].

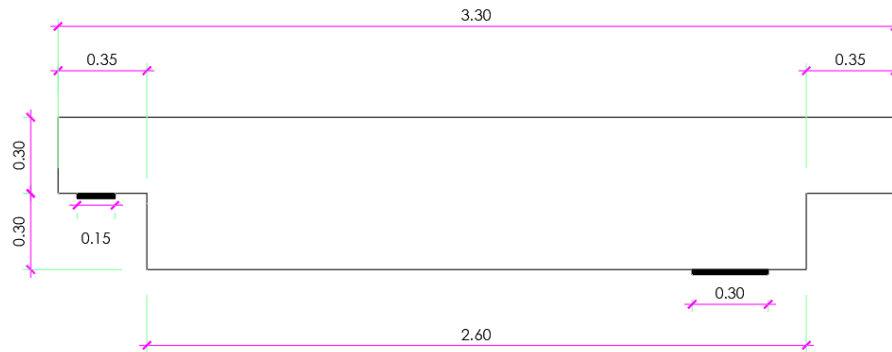


Figura 5.14. Geometría del AMM DEB 1.6.

Las disposiciones de armadura en el AMM y en el resto de la viga se muestran en las Figura 5.15 y Figura 5.16, respectivamente.

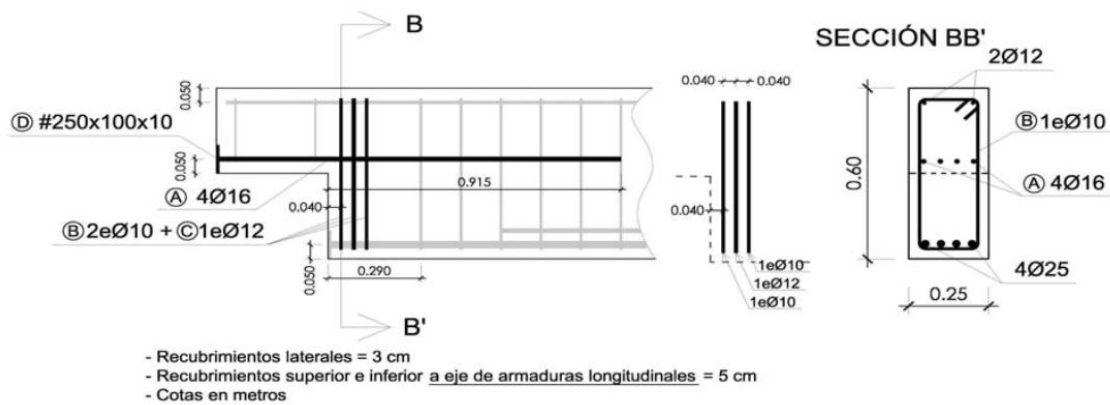


Figura 5.15. Armado del AMM DEB-1.6, extraído de Mata [6].

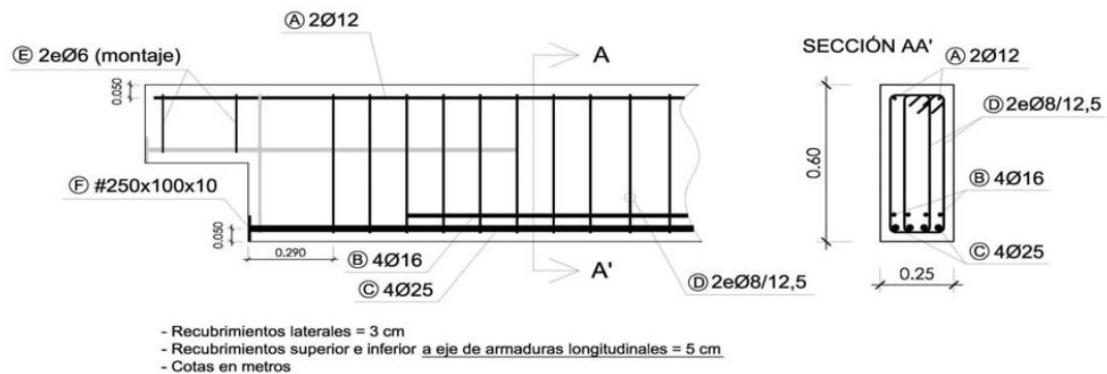


Figura 5.16. Armado de la viga DEB-1.6, extraído de Mata [6].

5.3.3 Descripción de la rotura

DEB-1.6 T1:

El tipo de rotura corresponde a una rotura por plastificación del acero. Plastifica primeramente el 1er estribo vertical (B1) y poco después la armadura horizontal. Ya cerca de la rotura se produce la plastificación de los otros dos estribos.

El progreso de las fisuras desde el apoyo produce el levantamiento del recubrimiento superior de hormigón, que se traduce en el colapso de la pieza.

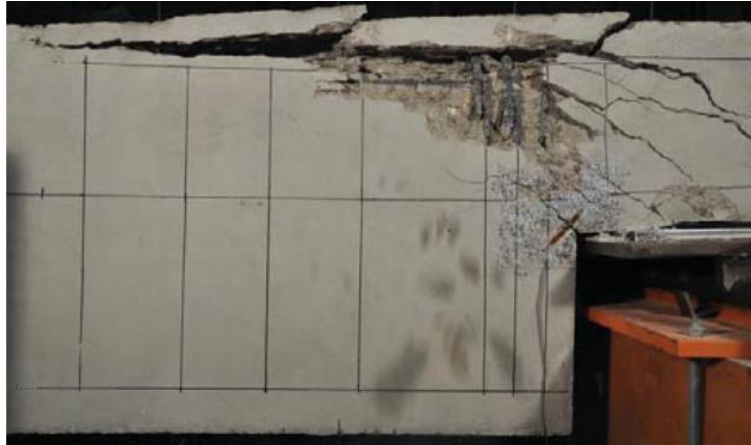


Figura 5.17. Vista general del espécimen DEB-1.6 (T1) tras la rotura, extraído de Mata [6].



Figura 5.18. Detalle del fallo anclaje estribos verticales en DEB-1.6 (T1), extraído de Mata [6].

DEB-1.6 T2:

El tipo de rotura corresponde a una rotura por plastificación del acero. Plastifica primeramente el 1er estribo vertical (B1) y después la armadura horizontal y el 2do estribo (B2).

El agotamiento viene por la armadura horizontal. Pese a ser un diseño equilibrado entre los tirantes vertical y horizontal no llega a plastificar el 3º de los estribos.



Figura 5.19. Vista general del espécimen DEB-1.6 (T2) tras la rotura, extraído de Mata [6].

5.3.4 Resultados

DEB-1.6 T1:

El valor último de la reacción vertical sobre al apoyo en este ensayo fue:

$$V_u = 309.22 \text{ [kN]}$$

La Figura 5.20 muestra los resultados de las galgas extensométricas en las distintas barras de refuerzo del espécimen DEB-1.6 (T1) cuando se alcanzó la carga de rotura.

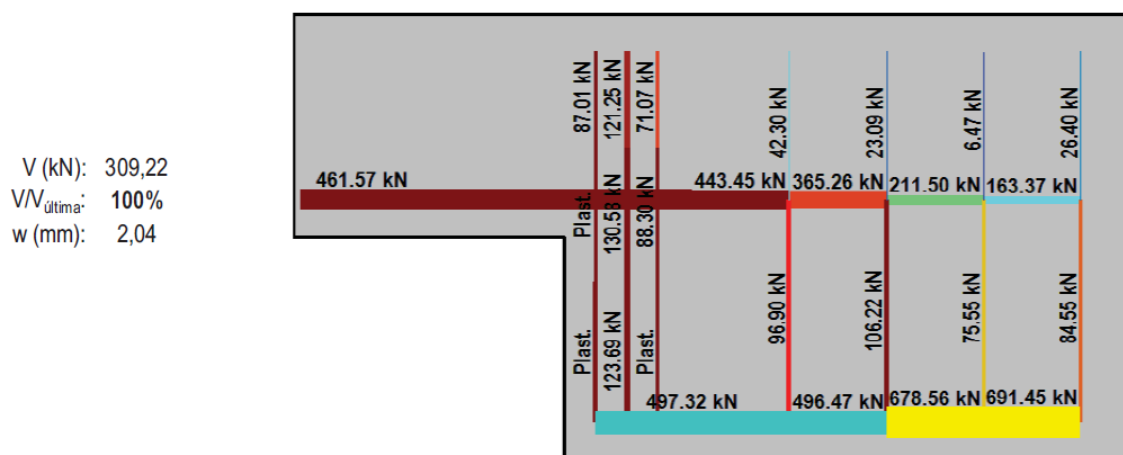


Figura 5.20. Resultados en galgas extensométricas dada la carga de rotura (DEB-1.6 T1), extraído de Mata [6].

DEB-1.6 T2:

El valor último de la reacción vertical sobre al apoyo en este ensayo fue:

$$V_u = 250.90 \text{ [kN]}$$

La Figura 5.21 muestra los resultados de las galgas extensométricas en las distintas barras de refuerzo del espécimen DEB-1.6 (T2) cuando se alcanzó la carga de rotura.

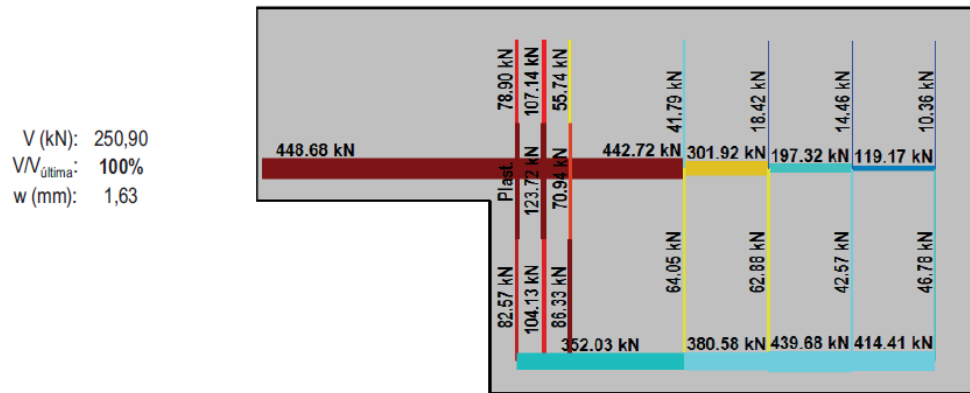


Figura 5.21. Resultados en galgas extensométricas dada la carga de rotura (DEB-1.6 T2), extraído de Mata [6].

6 MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES

Con el fin de la posterior validación de los modelos numéricos estudiados, se realiza un cálculo de la carga última de rotura de los AMM anteriormente descritos, utilizando el método de las bielas y tirantes.

6.1 DEB-1.7

Se utiliza una configuración de bielas y tirantes ortogonal como la que se muestra en la siguiente Figura.

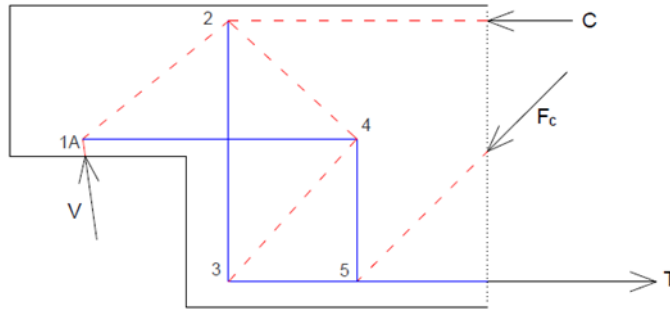


Figura 6.1. Modelo ortogonal de bielas y tirantes, extraído de Mata [6].

Dado que se busca determinar solamente la reacción sobre el apoyo, se considerará un modelo de bielas y tirantes que incluya los tirantes que van de 2-3 y de 1-4 de la Figura anterior. Así mismo, se considerará solamente la biela inclinada que va del nodo 1 al 2. Dicho modelo se muestra en la Figura 6.2.

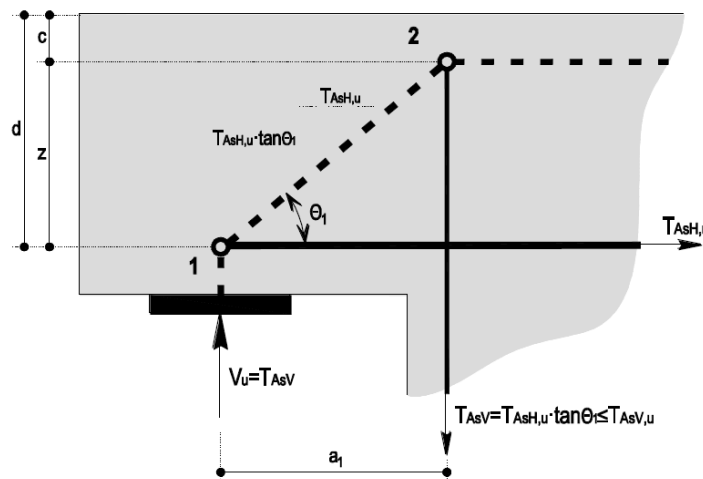


Figura 6.2. Modelo de bielas y tirantes ubicadas en torno al nudo 1, extraído de Mata [6].

En los ensayos se observó que la biela a la derecha del nodo 2 era prácticamente horizontal.

La posición del tirante horizontal se considera en el centroide de la armadura horizontal del espécimen ($d = 250[mm]$). La posición del tirante vertical se considera en el centroide de los tres estribos verticales del espécimen ($a_1 = 280[mm]$). Dado que la armadura horizontal alcanzó la plastificación en los ensayos, el valor del tirante horizontal es conocido y equivale a:

$$T_{AsH} = A_s \cdot f_{yk} = 4 \left(\frac{\pi \cdot 12^2}{4} \right) \cdot 546.1 = 247,05[kN]$$

Debido a lo anterior, las incógnitas del modelo son las siguientes:

- θ_1 : Angulo de la biela que va del nodo 1 al 2.
- z : Distancia vertical del nodo 1 al nodo 2.
- c : Distancia desde el borde de la pieza al nodo 2.
- V_u : Carga última sobre el apoyo.

El nudo 2 corresponde al tipo CCT (compresión-compresión-tracción), para la determinación del valor de la biela, se considerará el modelo del nudo mostrado en la Figura 6.3.

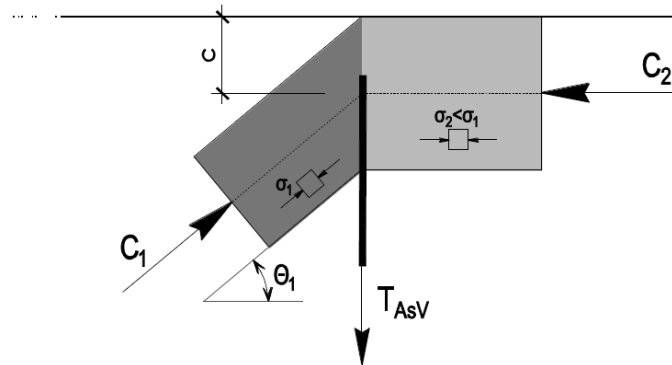


Figura 6.3. Modelo considerado para el nudo 2 (CCT), extraído de Mata [6].

De la Figura anterior se observa que las tensiones en la biela inclinada son mayores que en la biela horizontal (debido a que la sección transversal de la biela inclinada tiene una altura menor que la de la biela horizontal). Además, dado que la biela inclinada presentó fisuras transversales en los ensayos, su capacidad resistente se considera reducida, para esto se utiliza el factor $0.6\nu'$ dado por EC-2 [9] (Ver 3.1.1). De las consideraciones anteriores se desprende la siguiente ecuación:

$$C_1 = (f_{ck} \cdot 0.6\nu') \cdot (b \cdot 2c \cdot \cos \theta_1)$$

Donde:

b : ancho de la pieza

$0.6\nu'$: factor de reducción de la resistencia a compresión (0.53 para $f_{ck} = 30$)

Por otro lado, haciendo equilibrio horizontal en el nudo 1 se tiene la siguiente expresión:

$$C_1 \cdot \cos \theta_1 = T_{Ash}$$

Combinando las dos ecuaciones anteriores se tiene:

$$c \cdot \cos^2 \theta_1 = \frac{T_{Ash}}{(f_{ck} \cdot 0.6v' \cdot b \cdot 2)} = 31.07[mm]$$

Luego, la longitud c se relaciona con θ_1 de la siguiente manera:

$$c = d - z = d - a_1 \cdot \tan \theta_1$$

$$c = 250 - 280 \cdot \tan \theta_1$$

Resolviendo las dos últimas ecuaciones se obtiene el siguiente valor de θ_1 :

$$\theta_1 = 35.89^\circ$$

Finalmente, el valor de la carga última sobre el apoyo dada por el modelo de bielas y tirantes utilizado es la siguiente:

$$V_u = C_1 \cdot \sin \theta_1 = 178.77[kN]$$

El valor obtenido es un 5% menor que la menor carga última medida en el ensayo DEB-1.7 (188.8[kN]). Por lo que se considera un resultado válido y del lado de la seguridad.

6.2 DEB-3.4

En el caso de DEB-1.6, se sigue el mismo procedimiento usado para DEB-1.7.

El valor de la carga última obtenido en este caso es el siguiente:

$$V_u = 279.23[kN]$$

El valor obtenido es un 11% mayor que la menor carga última medida en el ensayo DEB-1.6 (250.90[kN]). Por lo que se considera un resultado válido, aunque ligeramente inseguro.

6.3 DEB-1.6

En el caso de DEB-1.6, se sigue el mismo procedimiento usado para DEB-1.7.

El valor de la carga última obtenido en este caso es el siguiente:

$$V_u = 250.56[kN]$$

El valor obtenido es un 4% menor que la menor carga última medida en el ensayo DEB-1.7 (261.60[kN]). Por lo que se considera un resultado válido y del lado de la seguridad.

7 MODELOS DE LOS ENSAYOS ESTUDIADOS

En este estudio, se simularon modelos numéricos hechos con IDEA Detail para contrastar sus resultados con campañas experimentales hechas por otros autores.

Para la correcta calibración de los modelos realizados, se estudió la influencia de distintos parámetros del modelo. Los parámetros que más influyeron para la obtención de modelos fieles a los ensayos fueron los siguientes:

- Tamaño de la malla de elementos finitos
- Curva considerada para el ablandamiento por fisurar transversales
- Valor de la resistencia a tracción del hormigón

El presente capítulo se divide en dos partes principales. La primera parte describe las consideraciones que se adoptaron para definir los distintos modelos hechos con IDEA Detail. La segunda parte, describen las configuraciones de los ensayos estudiados.

7.1 Definición del modelo IDEA Detail

Como se comentó anteriormente, los parámetros más influyentes para la obtención de resultados que se aproximaban correctamente a los resultados reales fueron el tamaño de los elementos finitos, la curva de ablandamiento del hormigón y la resistencia a tracción del mismo. Sin embargo, muchos otros parámetros intervienen en la correcta definición del modelo numérico, en este apartado se describirán cada uno de los parámetros adoptados para la correcta modelación de los AMM estudiados.

7.2 Apoyos

Los apoyos se definieron en el modelo como “apoyos puntuales distribuidos”, esta opción quiere decir que la reacción se distribuirá en una longitud específica para que aparezcan cambios abruptos en la distribución de esfuerzos.



Figura 7.1. Apoyos puntuales distribuidos.

7.3 Cargas

Dado que se buscaba determinar la carga de colapso de la estructura, en el modelo simplemente se definió una carga única con un valor muy grande. Luego se le especificó

al programa que el análisis se detuviera al alcanzarse la falla de la estructura (cuando suceda cualquiera de las fallas siguientes: rotura del hormigón, deformación excesiva del acero o pérdida de adherencia del refuerzo).

7.4 Ley constitutiva del hormigón

A continuación, se describen las consideraciones realizadas para modelar las características del hormigón. Es importante destacar que se estudiaron tanto modelos que no consideraban resistencia a tracción del hormigón (hipótesis por defecto en versión comercial de IDEA), como modelos que si consideraban resistencia a tracción.

Por otro lado, en el caso de la resistencia a compresión, se estudiaron distintas curvas de ablandamiento por deformaciones transversales.

7.4.1 Resistencia a compresión

Para modelar la resistencia a compresión uniaxial del hormigón, se utilizó una curva bilineal. Los distintos parámetros de la curva se ajustaron según las propiedades de los materiales de los ensayos hechos por distintos autores (Ver Capítulo 5).

La siguiente Figura muestra un ejemplo del diagrama considerado para la ley de compresión uniaxial de uno de los hormigones estudiados.

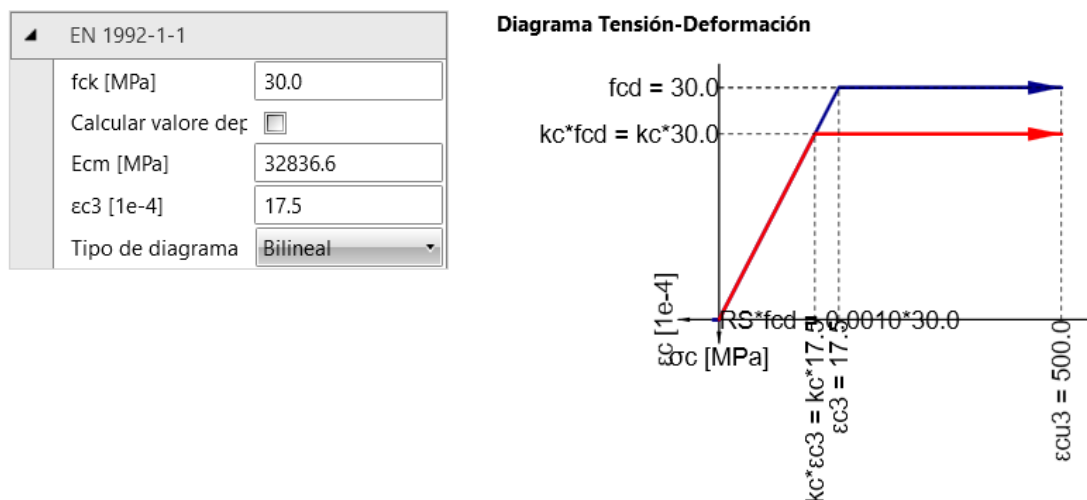


Figura 7.2. Ejemplo definición de ley de compresión uniaxial del hormigón.

7.4.2 Ablandamiento por deformación transversal.

Para modelar el ablandamiento del hormigón debido a fisuras transversales, se consideraron tres modelos de ablandamiento diferentes:

- Curva de ablandamiento por defecto
- Curva de ablandamiento por defecto extrapolada
- Curva de ablandamiento según Vecchio y Collins [17]

A continuación, se presentan las distintas curvas utilizadas:

7.4.2.1 Curva de ablandamiento por defecto

Como se comentó en el apartado 4, IDEA utiliza una curva de ablandamiento basada en la curva del fib Model Code 2010 [10]. Para valores de k_c entre 0.65 y 0.3, la curva coincide con la de fib Model Code. Sin embargo, IDEA considera un límite inferior del ablandamiento igual a 0.3. La Figura 7.3 muestra la curva de ablandamiento por defecto usada por el programa.

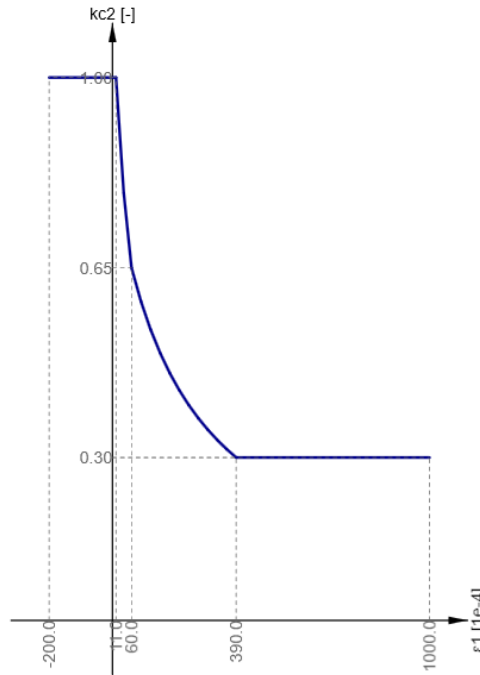


Figura 7.3. Curva de ablandamiento por defecto.

7.4.2.2 Curva de ablandamiento por defecto extrapolada

Con el objetivo de evaluar la validez del límite inferior $k_{c2} = 0.3$ impuesto por el programa, se realizaron modelos que consideraban la curva de ablandamiento sin limitar a 0.3 el valor de k_{c2} . La fórmula de la curva de ablandamiento según fib Model Code es la siguiente:

$$k_c = \frac{1}{1.2 + 55 \cdot \epsilon_1}$$

La Figura 7.4 muestra la curva de ablandamiento extrapolada.

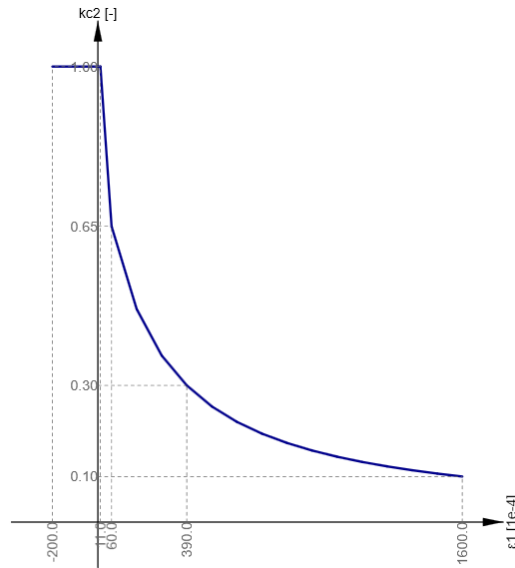


Figura 7.4. Curva de ablandamiento por defecto extrapolada.

7.4.2.3 Curva de ablandamiento según Vecchio y Collins

Además de las dos curvas anteriores se consideró también la curva de ablandamiento propuesta por Vecchio y Collins [17]. La fórmula de dicha curva es la siguiente:

$$k_c = \frac{1}{0.8 + 170 \cdot \varepsilon_1}$$

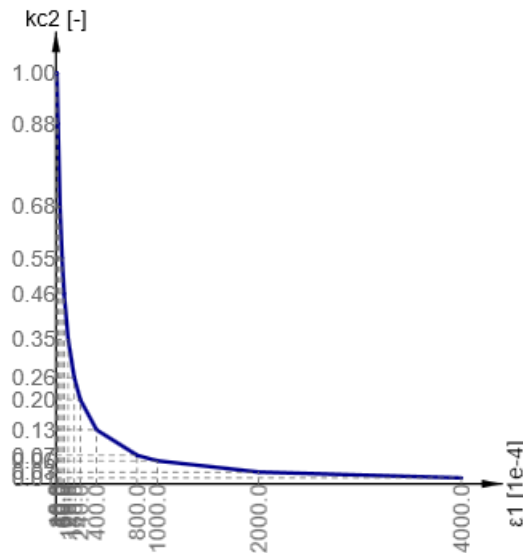


Figura 7.5. Curva de ablandamiento Vecchio y Collins.

7.4.3 Resistencia a tracción en hormigón de recubrimiento

Como se mencionó en el Capítulo 4, la versión comercial de IDEA no considera resistencia a tracción del hormigón. Sin embargo, la versión de desarrollo del programa sí permite indicar un valor de resistencia a tracción del hormigón. Dicho valor se indica

en función de la resistencia media a compresión del hormigón y en función del parámetro “rs” que multiplica la resistencia a compresión como indica la siguiente ecuación.

$$f_t = rs \cdot f_{cm}$$

En este estudio, se compararon modelos que no incluían resistencia a tracción del hormigón de recubrimiento con modelos que si incluía una resistencia residual en el recubrimiento.

Dado que se buscaba incluir la resistencia a tracción solamente en el recubrimiento superior del apoyo (lugar donde se presentan deformaciones transversales importantes y falla por spalling), se adoptó la siguiente metodología:

Se definieron dos hormigones diferentes en los modelos. Un hormigón sin resistencia a tracción para modelar la mayor parte del AMM, y otro hormigón con resistencia a tracción para modelar solamente el recubrimiento superior del apoyo. La siguiente Figura muestra un modelo de AMM hecho con el procedimiento anterior.

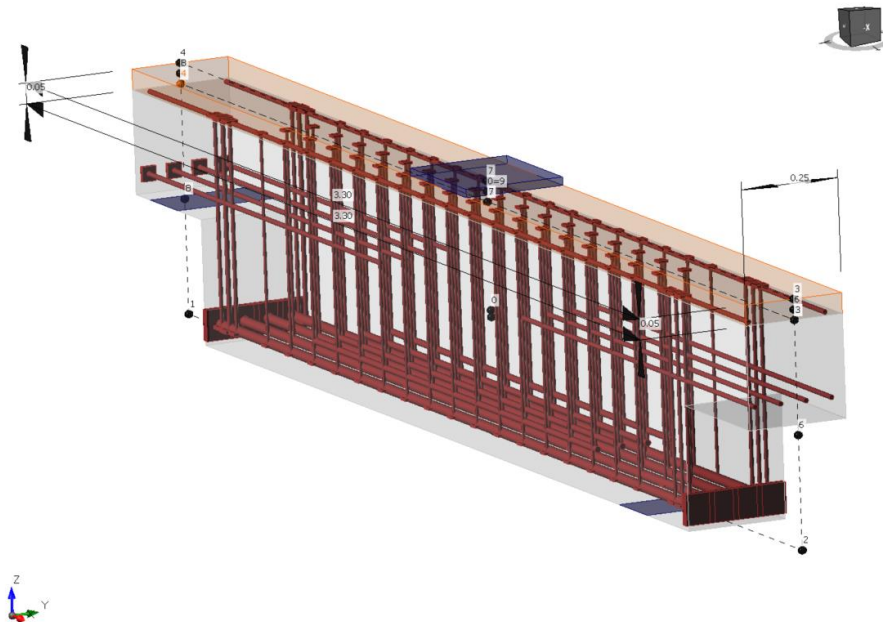


Figura 7.6, Modelo con hormigón en el recubrimiento con resistencia a tracción.

Para los distintos tipos de hormigón de cada AMM estudiado, se calculó el valor de rs para que la resistencia a tracción residual del hormigón del modelo, fuera exactamente un 10% de la resistencia a tracción media de los hormigones de los ensayos. La elección de usar un valor igual al 10% de la resistencia a tracción media proviene de los estudios de Mata [6].

7.5 Ley constitutiva del acero

Para modelar el acero de armar se utilizó una ley tensión deformación bilineal con endurecimiento. Los distintos parámetros de la curva se ajustaron según las propiedades de los materiales de los ensayos hechos por distintos autores (Ver Capítulo 5).

Para los distintos tipos de acero, en base a los dos parámetros, límite elástico (f_y) y resistencia a tracción (f_{max}), se calculó el factor de ductilidad ($k = f_{max}/f_y$).

La siguiente Figura muestra un ejemplo del diagrama considerado para la ley tensión deformación de una barra de acero.

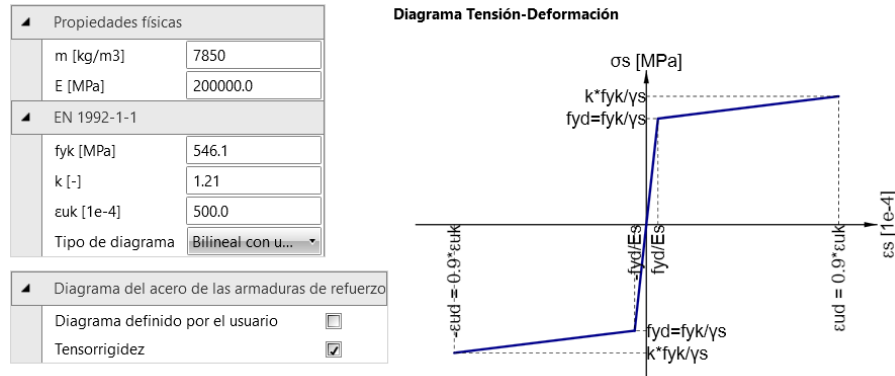


Figura 7.7. Ejemplo definición de propiedades de acero de armar ($\phi 12$).

7.6 Tamaño de los elementos finitos

Para cada uno de los distintos modelos realizados, se estudió el comportamiento del modelo ante distintos tamaños de elementos finitos. Esto con el fin de evaluar la influencia del tamaño de malla en el modelo y con el fin de evaluar la influencia de los elementos MCP cuando la malla de elementos finitos es más grande que el recubrimiento de la pieza (este fenómeno se comentó en el Capítulo 4.2).

Los distintos tamaños de elemento finito que se consideraron para cada modelo fueron los siguientes:

- 10 [mm]
- 12 [mm]
- 20 [mm]
- 24 [mm]
- 30 [mm]
- 40 [mm]
- 60 [mm]
- 100 [mm]

Es importante destacar que el tamaño del recubrimiento de los AMM estudiados es 50[mm]. Por lo tanto, los tamaños de elementos finitos desde 10 a 40[mm] son menores a los tamaños del recubrimiento, mientras que los tamaños 60 y 100 [mm] son mayores que el tamaño del recubrimiento.

8 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este capítulo se presentan los resultados de los modelos numéricos descritos en el capítulo anterior.

Para cada uno de los ensayos realizados por otros autores, se compara el valor máximo de la reacción del AMM con los valores obtenidos del modelo IDEA Detail (considerando los distintos tamaños de elementos finitos comentados en el capítulo anterior).

La comparación de resultados se presenta en gráficos cuyas abscisas muestran el tamaño considerado para los elementos finitos, mientras que las ordenadas muestran la relación $V_{u,test}/V_{u,calc}$. Donde $V_{u,test}$ es el máximo valor de la reacción obtenida en los ensayos experimentales, y $V_{u,calc}$ es el valor obtenido del modelo IDEA.

Valores de la relación $V_{u,test}/V_{u,calc}$ mayores que la unidad, indican que los resultados del modelo numérico están por el lado de la seguridad. Asimismo, valores inferiores a la unidad indican resultados del lado de la temeridad.

En el apartado 7.1 se muestran los resultados considerando hormigón sin resistencia a tracción en los modelos. En el apartado 7.2, en cambio, se muestran los resultados considerando que el hormigón del recubrimiento tiene una resistencia a tracción de 10% de f_{ct} , tal cómo se comentó en el capítulo anterior.

8.1 DEB-1.7 (T1 y T2)

Para validar los resultados obtenidos con el modelo numérico del espécimen DEB-1.7, se compararon algunos resultados del modelo numérico con su contraparte experimental.

Los resultados comprados fueron: Modo de rotura, carga última sobre el apoyo, tensión en las barras de refuerzo y zonas de concentración de fisuras.

Para la comparación anterior se utilizaron los resultados del modelo numérico con curva de ablandamiento por defecto y tamaño de elementos finitos igual a 30[mm] (por ser un tamaño intermedio de los tamaños estudiados).

Modo de rotura

El modo de fallo del modelo numérico corresponde a la rotura de la biela que va desde el borde superior de los estribos hasta el apoyo, esto se muestra en la siguiente Figura.

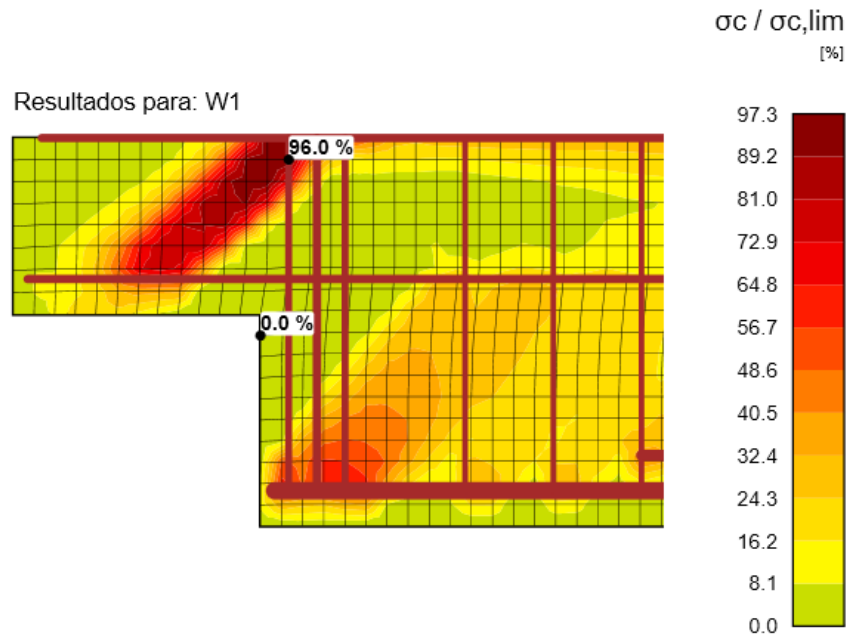


Figura 8.1. Modo de falla del modelo numérico de DEB-1.7.

Además del fallo de la biela diagonal, se observa plastificación en la armadura horizontal (Ver Figura).

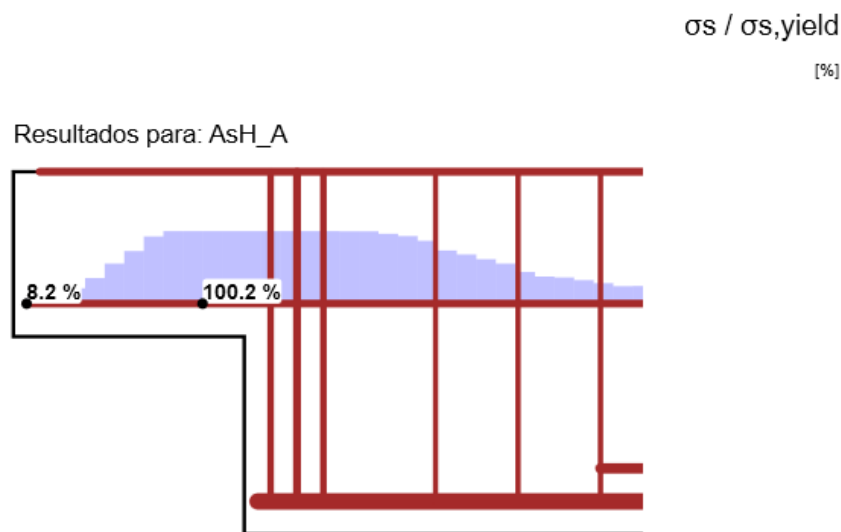


Figura 8.2. Tensión respecto a la fluencia de la armadura horizontal en DEB-1.7.

Los resultados anteriores son consecuentes con el modo de fallo del ensayo experimental comentado en el apartado 5.1.

Carga última sobre el apoyo

El valor de la carga última sobre el apoyo del modelo numérico anterior fue:

$$V_{u,calc} = 196.80 [kN]$$

El valor anterior, comparado con los ensayos T1 y T2 es, respectivamente:

$$V_{exp,1}/V_{u,calc} = 0.99$$

$$V_{exp,2}/V_{u,calc} = 0.96$$

Por otro lado, comparando la carga última del modelo numérico con la obtenida mediante el modelo de bielas y tirantes en el apartado 6.1, se tiene lo siguiente:

$$V_{MTB}/V_{u,calc} = 0.91$$

Dado que la carga última obtenida por el modelo numérico es similar tanto a la medida en los ensayos como a la calculada mediante el modelo de bielas y tirantes, se concluye que el resultado de carga última obtenido por el modelo numérico del espécimen DEB-1.7 es confiable.

Tensiones en barras de refuerzo

Por simplicidad se comparan solamente los resultados en los estribos de refuerzo transversal del modelo con el ensayo experimental.

La máxima tensión en el primer estribo de refuerzo vertical del modelo numérico es igual a 390.3 [MPa] (Ver Figura).

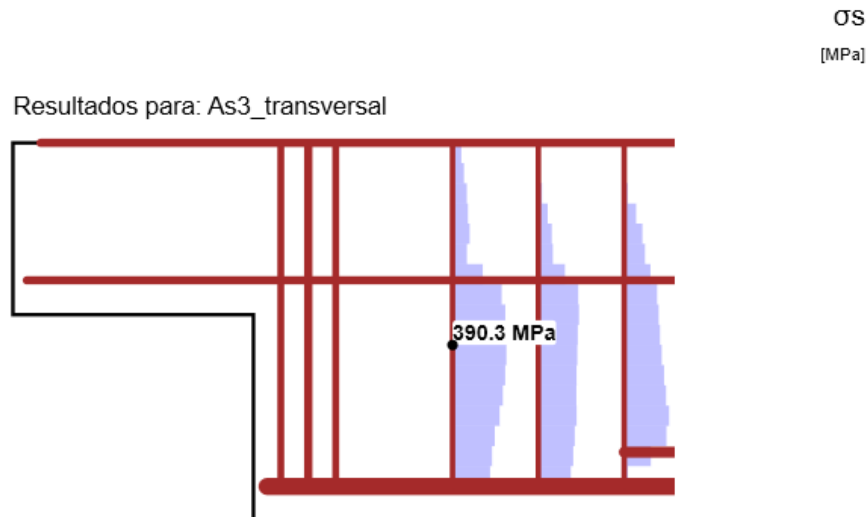


Figura 8.3. Tensión máxima en primer estribo de refuerzo vertical en DEB-1.7.

La tensión anterior equivale a una fuerza de 19,61 [kN] en el conjunto de estribos. Como se mostró en el apartado 5.1, la fuerza medida por las galgas en ese conjunto de estribos fue de 19,72 [kN] en el ensayo T2.

Dado que ambos resultados son prácticamente iguales, se concluye que los resultados de tensiones en los estribos verticales dados por el modelo numérico son confiables.

Zonas de concentración de fisuras

En los ensayos experimentales del espécimen DEB-1.7, se observaron fisuras de gran abertura en la esquina de la pieza y en el recubrimiento sobre la armadura vertical.

La siguiente Figura muestra la localización de las fisuras en el modelo numérico.

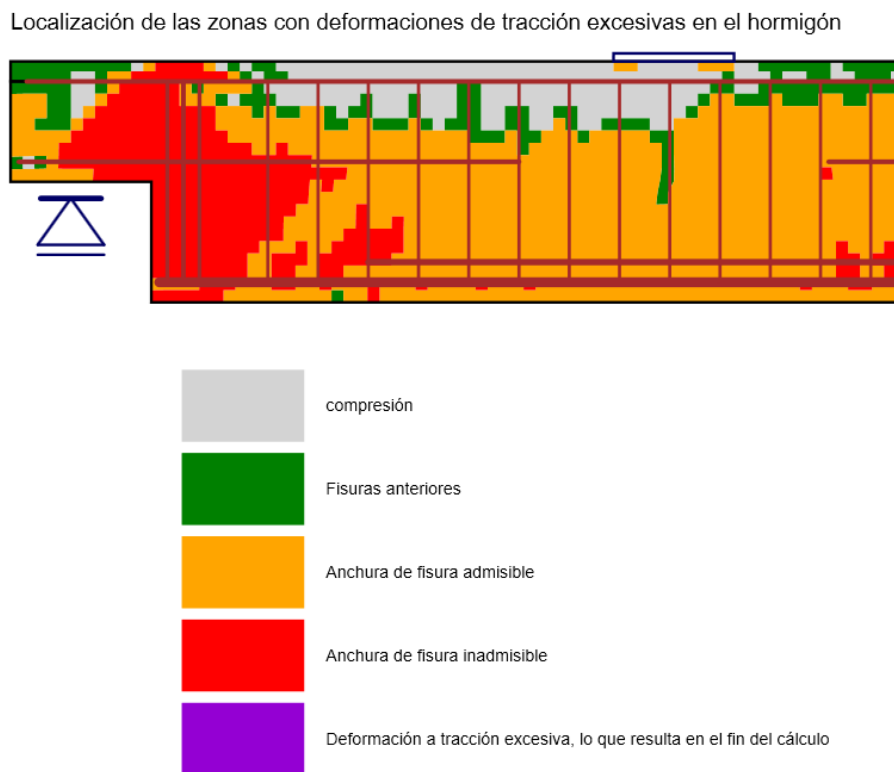


Figura 8.4. Localización de fisuras en modelo DEB-1.7.

Se observa que la concentración de las fisuras de gran tamaño coincide con las observadas en los ensayos.

Validación del modelo

Debido a todas las comparaciones anteriores, se considera válido el modelo numérico del espécimen DEB-1.7.

8.1.1 Resultados sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento

Las Figura 8.5 y Figura 8.6 muestran, respectivamente, los resultados de los ensayos T1 y T2 del espécimen DEB-1.7 sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento.

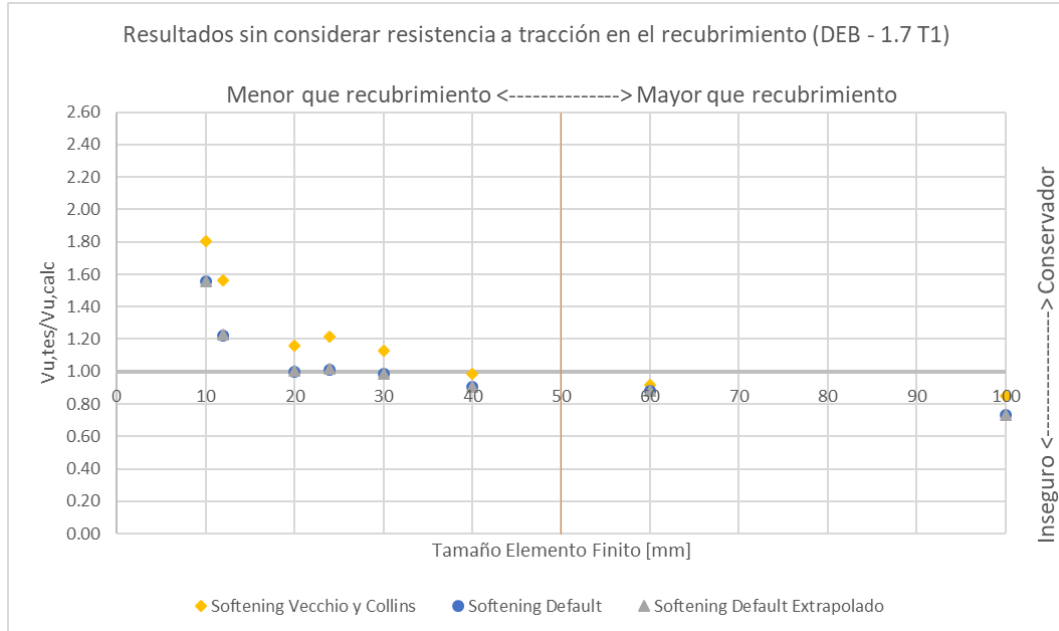


Figura 8.5. Resultados modelo DEB-1.7 T1 (sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento).

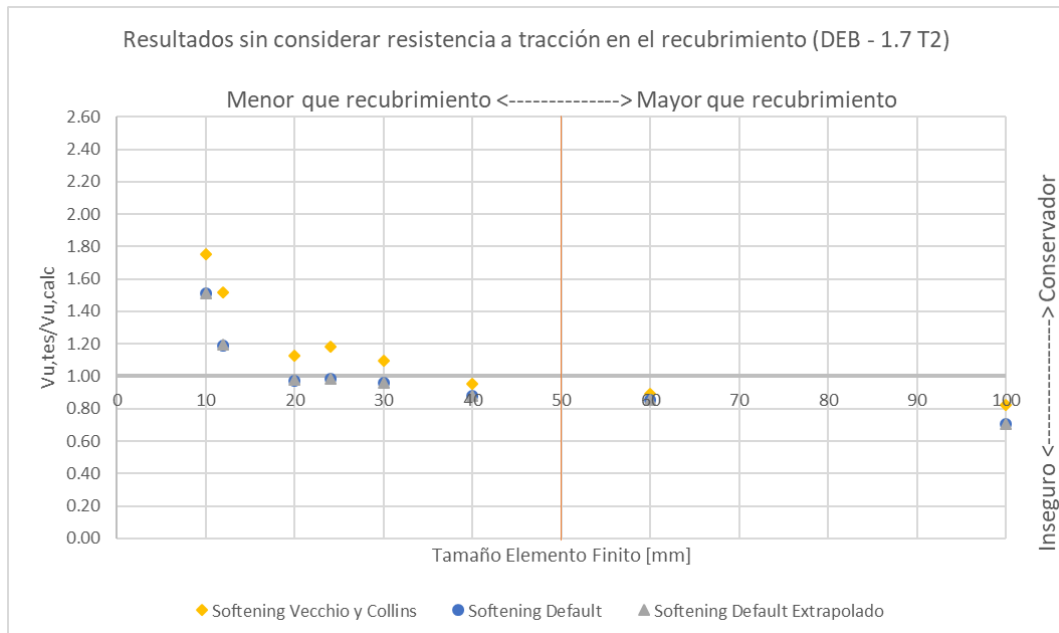


Figura 8.6. Resultados modelo DEB-1.7 T2 (sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento).

8.1.2 Resultados considerando resistencia a tracción en el recubrimiento

Las Figura 8.7 y Figura 8.8 muestran, respectivamente, los resultados de los ensayos T1 y T2 del espécimen DEB-1.7 al considerar resistencia a tracción en el recubrimiento.

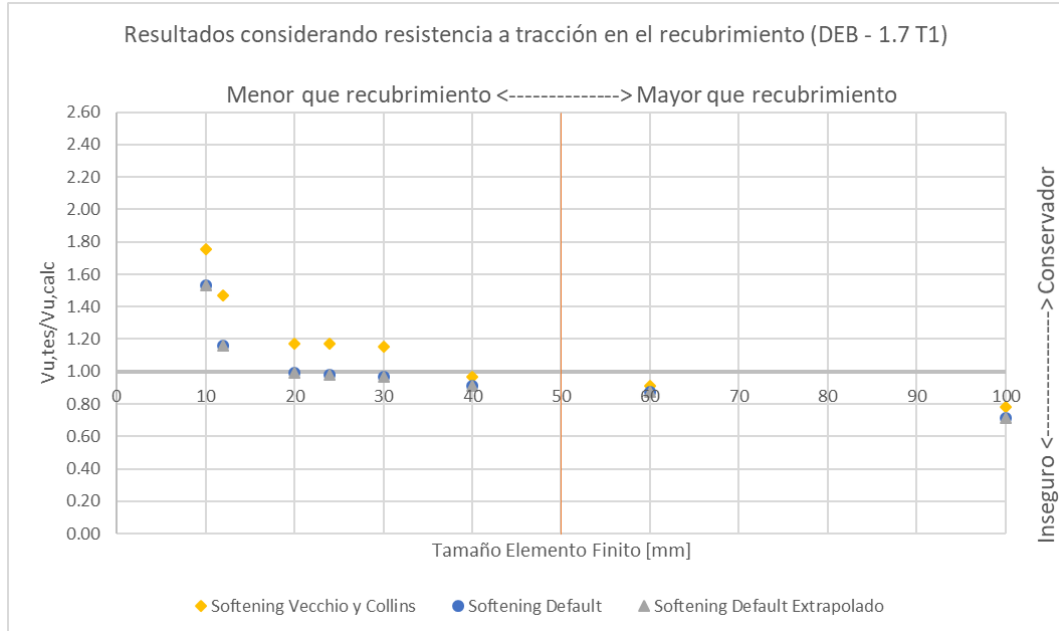


Figura 8.7. Resultados modelo DEB-1.7 T1 (considerando resistencia a tracción del recubrimiento).

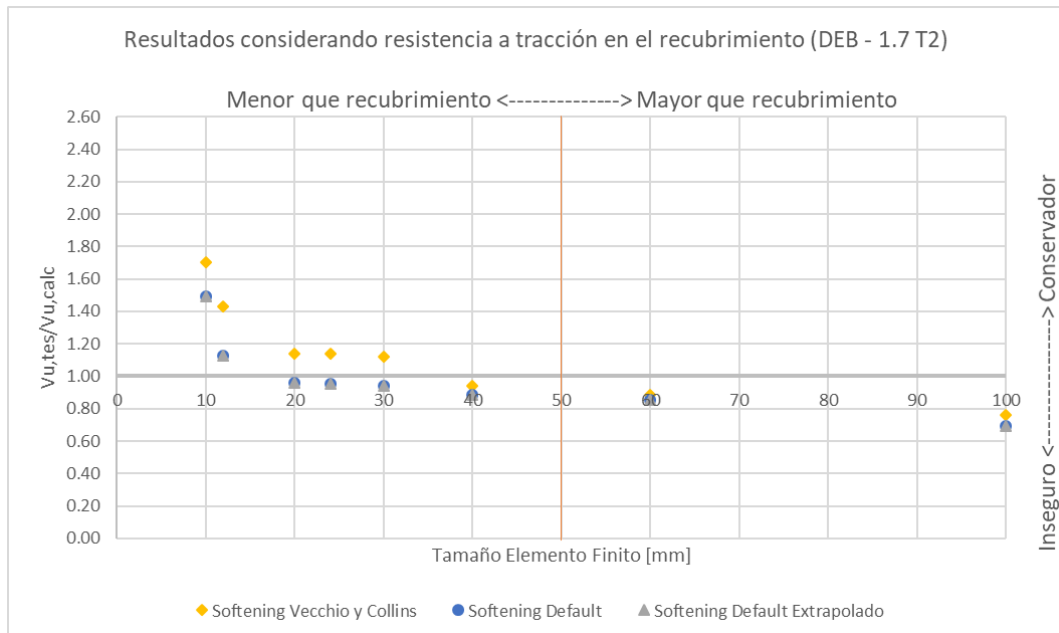


Figura 8.8. Resultados modelo DEB-1.7 T2 (considerando resistencia a tracción en el recubrimiento).

8.1.3 Observaciones

Al comparar los resultados entre los modelos sin considerar tracción y considerándola, se observa que si bien los resultados son más conservadores cuando no se considera resistencia a tracción, tampoco varían considerablemente con relación a los resultados al considerar resistencia a tracción en el recubrimiento.

Por lo tanto, en la práctica, no se justifica modelar dos tipos de hormigón en modelos de geometrías similares a las de DEB-1.7.

En cuanto a la curva de softening utilizada en los distintos modelos, se observa que los resultados prácticamente no varían entre el uso de la curva por defecto de IDEA Detail y el uso de la misma curva extrapolada más allá del límite 0.3. En otras palabras, para el espécimen DEB-1.7, los valores del factor de reducción de resistencia del hormigón por fisuras transversales (k_c), no llegan a valores inferiores a 0.3.

Por otro lado, se observa que las curvas de ablandamiento propuestas por Vecchio y Collins [17], entregan resultados considerablemente más conservadores que la curva por defecto. Esto es lógico ya que la curva propuesta por Vecchio fue derivada en función de tensiones medias en el hormigón, mientras que las hipótesis de Detail consideran tensiones máximas (equilibrio en la fisura).

También se observa que los modelos con tamaños de elementos finitos de 20,24 y 30[mm] entregan los resultados más cercanos a los resultados experimentales ($V_{u,test}$). Además, los resultados de estos tres modelos son consistentes entre sí, por lo que dichos tamaños son los más recomendables en el caso del ensayo DEB-1.7.

En cuanto a los tamaños de elementos finitos más pequeños (10[mm] y 12[mm]), se observa que los resultados son excesivamente conservadores. Analizando las tensiones en el modelo, se observa que existen “peaks” de tensiones en el hormigón en los puntos donde se anclan las barras de refuerzo. Esto hace que el análisis se detenga debido a un fallo ficticio del hormigón en el punto de los “peaks” (ver siguiente Figura).

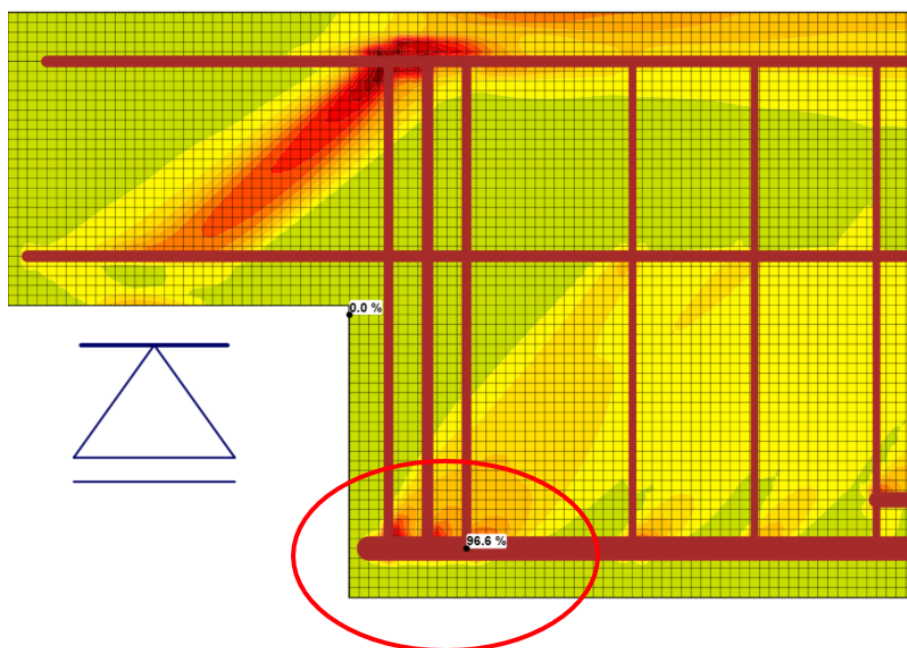


Figura 8.9. Concentraciones de tensiones en extremo de barras con tamaños de EF excesivamente pequeños.

Los “peaks” de tensiones en el hormigón se producen debido a que en el extremo de las barras de refuerzo se impuso una condición de adherencia perfecta entre el acero y el hormigón, esta condición de contorno puede implicar una carga puntual importante en el hormigón para compatibilizar los desplazamientos de ambos materiales. Si el elemento finito de hormigón es muy pequeño, el valor de la tensión en este crece bruscamente (carga puntual de gran valor dividida por un área demasiado pequeña).

Por último, se observa que en general, los resultados considerando tamaños de elementos finitos menores que el recubrimiento, tienen a estar del lado de la seguridad. Mientras que, para elementos finitos mayores al recubrimiento, los resultados tienen a estar del lado de la inseguridad.

8.2 DEB-3.4 (T1 y T2)

Para validar los resultados obtenidos con el modelo numérico del espécimen DEB-3.4, se compararon algunos resultados del modelo numérico con su contraparte experimental.

Los resultados comprados fueron: Modo de rotura, carga última sobre el apoyo, tensión en las barras de refuerzo y zonas de concentración de fisuras.

Para la comparación anterior se utilizaron los resultados del modelo numérico con curva de ablandamiento por defecto y tamaño de elementos finitos igual a 30[mm] (por ser un tamaño intermedio de los tamaños estudiados).

Modo de rotura

El modo de fallo del modelo numérico corresponde a la rotura de la biela que va desde el borde superior de los estribos hasta el apoyo, esto se muestra en la siguiente Figura.

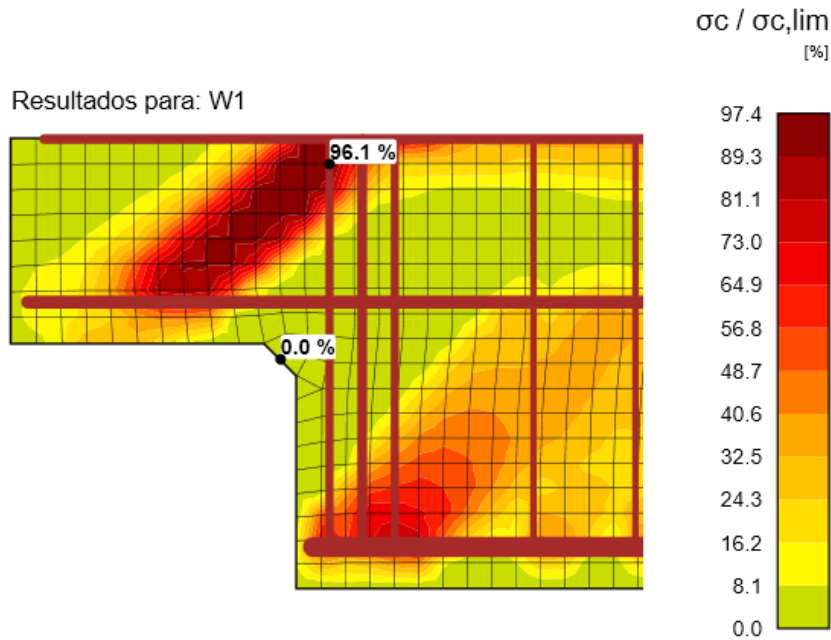


Figura 8.10. Modo de falla del modelo numérico de DEB-3.4.

Además del fallo de la biela diagonal, se observa plastificación en la armadura vertical (Ver Figura).

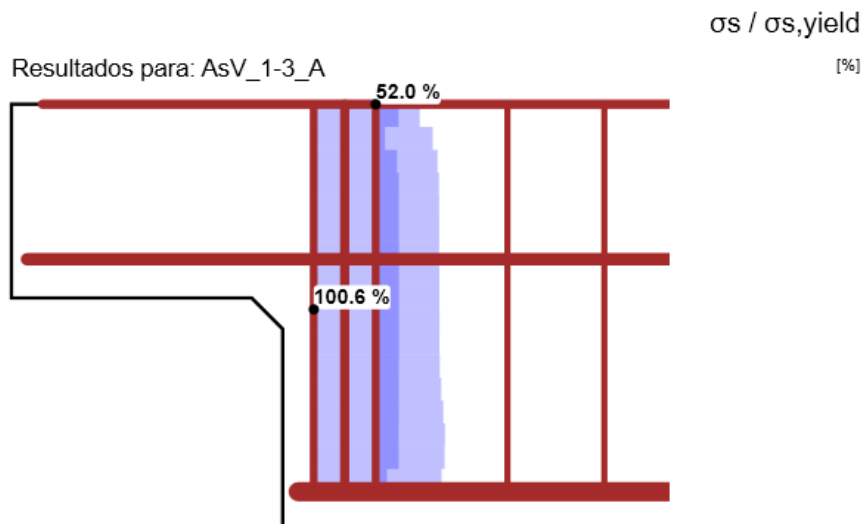


Figura 8.11. Tensión respecto a la fluencia de la armadura vertical en DEB-3.4.

Los resultados anteriores son consecuentes con el modo de fallo del ensayo experimental comentado en el apartado 5.2.

Carga última sobre el apoyo

El valor de la carga última sobre el apoyo del modelo numérico anterior fue:

$$V_{u,calc} = 269.80 [kN]$$

El valor anterior, comparado con los ensayos T1 y T2 es, respectivamente:

$$V_{exp,1}/V_{u,calc} = 0.97$$

$$V_{exp,2}/V_{u,calc} = 0.99$$

Por otro lado, comparando la carga última del modelo numérico con la obtenida mediante el modelo de bielas y tirantes en el apartado 6.2, se tiene lo siguiente:

$$V_{MTB}/V_{u,calc} = 1.03$$

Dado que la carga última obtenida por el modelo numérico es similar tanto a la medida en los ensayos como a la calculada mediante el modelo de bielas y tirantes, se concluye que el resultado de carga última obtenido por el modelo numérico del espécimen DEB-3.4 es confiable.

Tensiones en barras de refuerzo

Por simplicidad se comparan solamente los resultados en los estribos de refuerzo transversal del modelo con el ensayo experimental.

La máxima tensión en el primer estribo de refuerzo vertical del modelo numérico es igual a 493.1 [MPa] (Ver Figura).

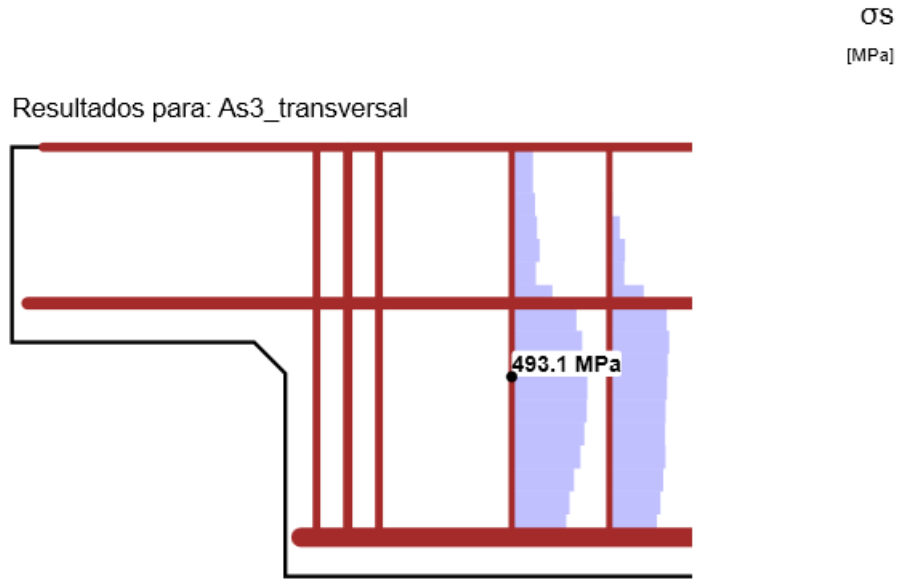


Figura 8.12. Tensión máxima en primer estribo de refuerzo vertical en DEB-3.4.

La tensión anterior equivale a una fuerza de 24,8 [kN] en cada estribo. Como se mostró en el apartado 5.2, la fuerza medida por las galgas en ese conjunto de estribos fue de 15,20 [kN] para T1.

Dado que ambos resultados son similares, se concluye que los resultados de tensiones en los estribos verticales dados por el modelo numérico son confiables.

Zonas de concentración de fisuras

En los ensayos experimentales del espécimen DEB-3.4, se observaron fisuras de gran abertura en la esquina de la pieza y en el recubrimiento sobre la armadura vertical.

La siguiente Figura muestra la localización de las fisuras en el modelo numérico.

Localización de las zonas con deformaciones de tracción excesivas en el hormigón

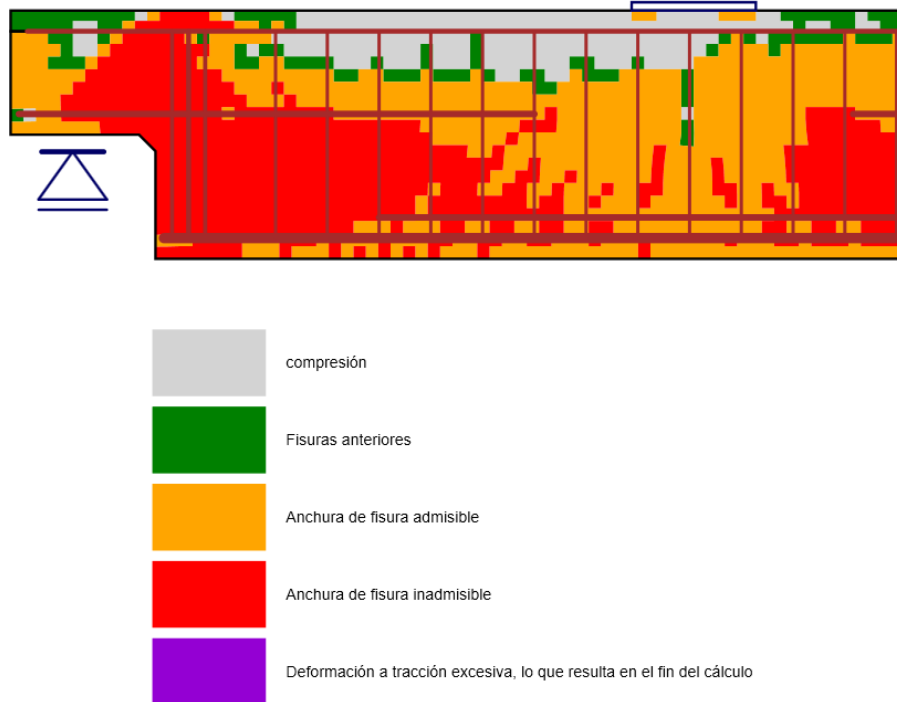


Figura 8.13. Localización de fisuras en modelo DEB-3.4.

Se observa que la concentración de las fisuras de gran tamaño coincide con las observadas en los ensayos.

Validación del modelo

Debido a todas las comparaciones anteriores, se considera válido el modelo numérico del espécimen DEB-3.4.

8.2.1 Resultados sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento

Las Figura 8.14 y Figura 8.15 muestran, respectivamente, los resultados de los ensayos T1 y T2 del espécimen DEB-3.4 sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento.

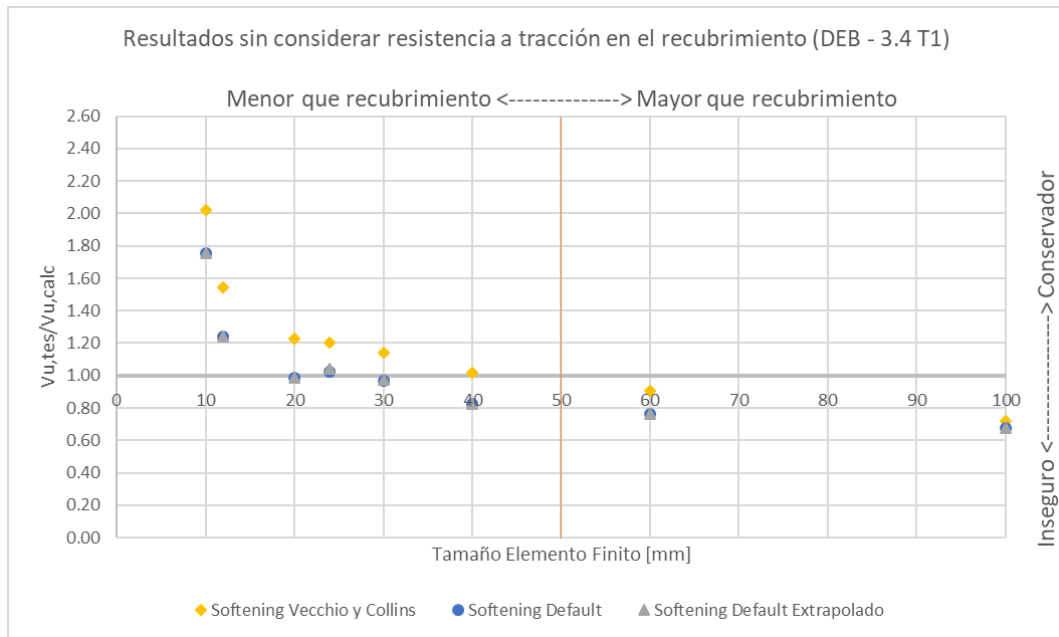


Figura 8.14. Resultados modelo DEB-3.4 T1 (sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento).

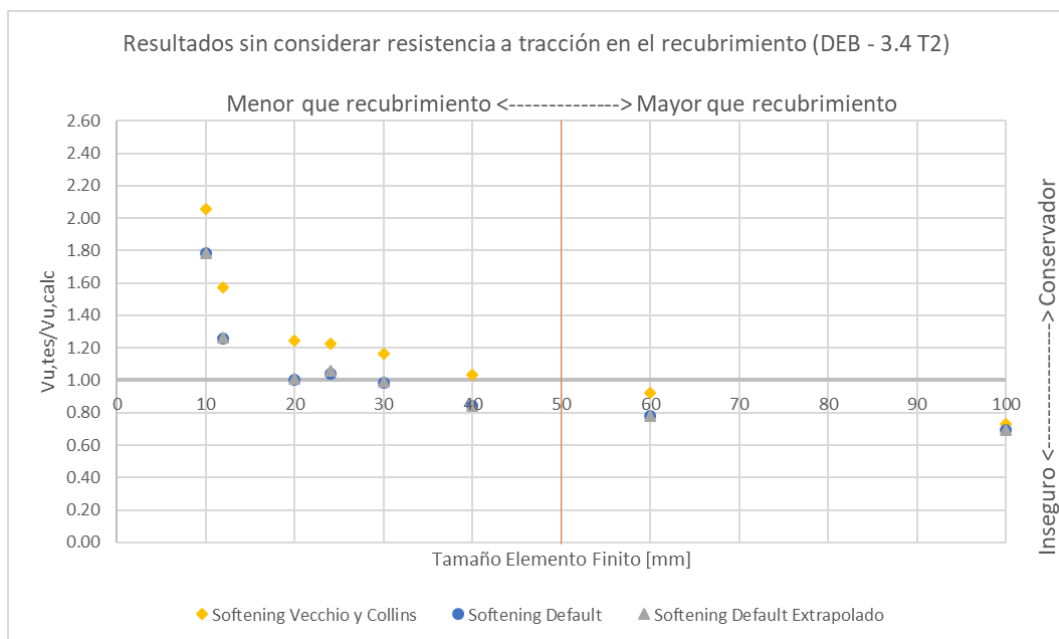


Figura 8.15. Resultados modelo DEB-3.4 T2 (sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento).

8.2.2 Resultados considerando resistencia a tracción en el recubrimiento

Las Figura 8.16 y Figura 8.17 muestran, respectivamente, los resultados de los ensayos T1 y T2 del espécimen DEB-3.4 al considerar resistencia a tracción en el recubrimiento.

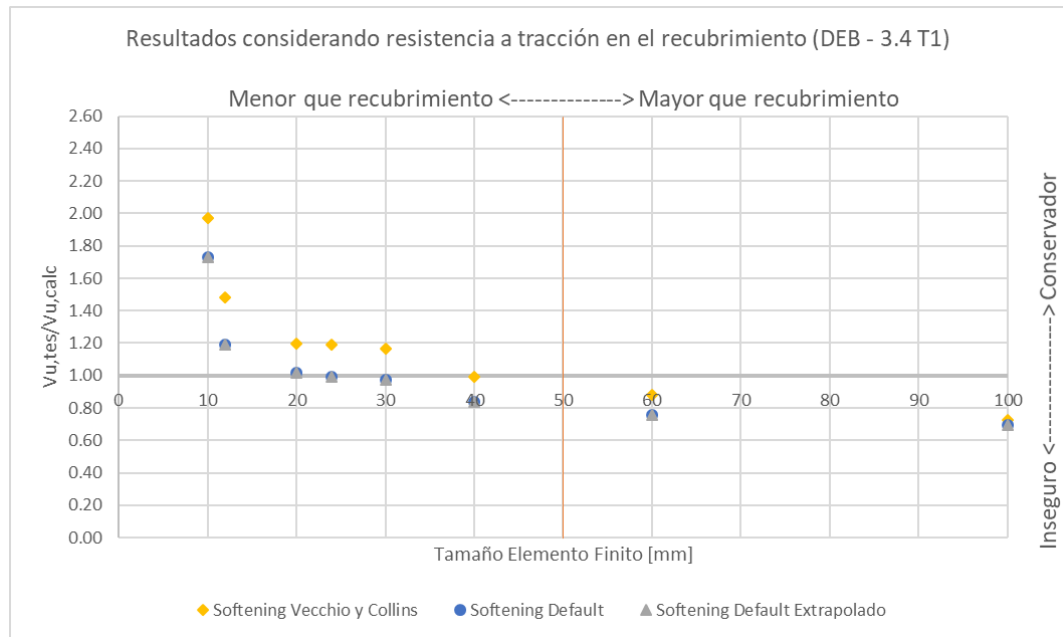


Figura 8.16. Resultados modelo DEB-3.4 T1 (considerando resistencia a tracción en el recubrimiento).

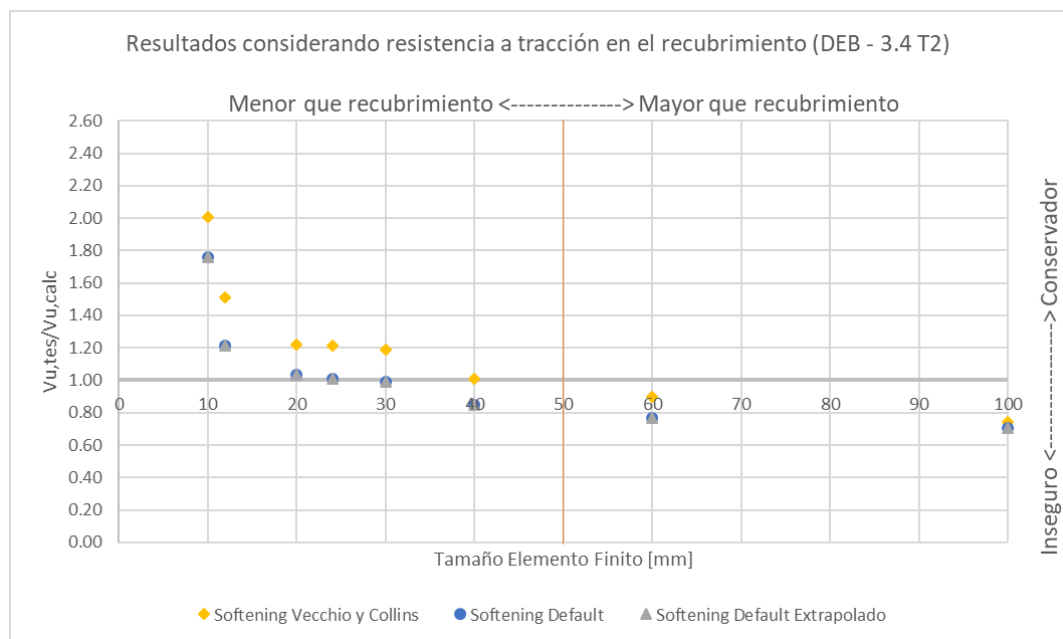


Figura 8.17. Resultados modelo DEB-3.4 T2 (considerando resistencia a tracción en el recubrimiento).

8.2.3 Observaciones

Al comparar los resultados entre los modelos sin considerar tracción y considerándola, se observa que si bien los resultados son más conservadores cuando no se considera resistencia a tracción, tampoco varían considerablemente con relación a los resultados al considerar resistencia a tracción en el recubrimiento.

Por lo tanto, en la práctica, no se justifica modelar dos tipos de hormigón en modelos de geometrías similares a las de DEB-3.4.

En cuanto a la curva de softening utilizada en los distintos modelos, se observa que los resultados prácticamente no varían entre el uso de la curva por defecto de IDEA Detail y el uso de la misma curva extrapolada más allá del límite 0.3. En otras palabras, para el espécimen DEB-3.4, los valores del factor de reducción de resistencia del hormigón por fisuras transversales (k_c), no llegan a valores inferiores a 0.3.

Por otro lado, se observa que las curvas de ablandamiento propuestas por Vecchio y Collins [17], entregan resultados considerablemente más conservadores que la curva por defecto. Esto es lógico ya que la curva propuesta por Vecchio fue derivada en función de tensiones medias en el hormigón, mientras que las hipótesis de Detail consideran tensiones máximas (equilibrio en la fisura).

También se observa que los modelos con tamaños de elementos finitos de 20,24 y 30[mm] entregan los resultados más cercanos a los resultados experimentales ($V_{u,test}$). Además, los resultados de estos tres modelos son consistentes entre sí, por lo que dichos tamaños son los más recomendables en el caso del ensayo DEB-3.4.

En cuanto a los tamaños de elementos finitos más pequeños (10[mm] y 12[mm]), se observa que los resultados son excesivamente conservadores. Analizando las tensiones en el modelo, se observa que existen “peaks” de tensiones en el hormigón en los puntos donde se anclan las barras de refuerzo. Esto hace que el análisis se detenga debido a un fallo ficticio del hormigón en el punto de los “peaks” (ver siguiente Figura).

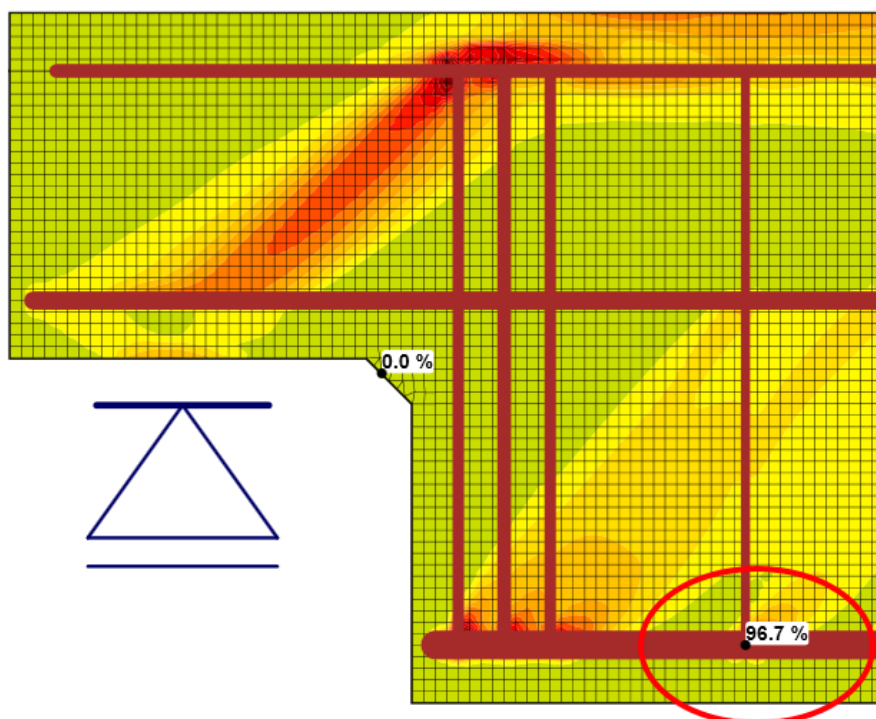


Figura 8.18. Concentraciones de tensiones en extremo de barras con tamaños de EF excesivamente pequeños.

Los “peaks” de tensiones en el hormigón se producen debido a que en el extremo de las barras de refuerzo se impuso una condición de adherencia perfecta entre el acero y el hormigón, esta condición de contorno puede implicar una carga puntual importante en el hormigón para compatibilizar los desplazamientos de ambos materiales. Si el elemento finito de hormigón es muy pequeño, el valor de la tensión en este crece bruscamente (carga puntual de gran valor dividida por un área demasiado pequeña).

Por último, se observa que en general, los resultados considerando tamaños de elementos finitos menores que el recubrimiento, tienen a estar del lado de la seguridad. Mientras que, para elementos finitos mayores al recubrimiento, los resultados tienen a estar del lado de la inseguridad.

8.3 DEB-1.6 (T1 y T2)

Para validar los resultados obtenidos con el modelo numérico del espécimen DEB-1.6, se compararon algunos resultados del modelo numérico con su contraparte experimental.

Los resultados comparados fueron: Modo de rotura, carga última sobre el apoyo, tensión en las barras de refuerzo y zonas de concentración de fisuras.

Para la comparación anterior se utilizaron los resultados del modelo numérico con curva de ablandamiento por defecto y tamaño de elementos finitos igual a 30[mm] (por ser un tamaño intermedio de los tamaños estudiados).

Modo de rotura

El modo de fallo del modelo numérico corresponde a la rotura de la biela que va desde el borde superior de los estribos hasta el apoyo, esto se muestra en la siguiente Figura.

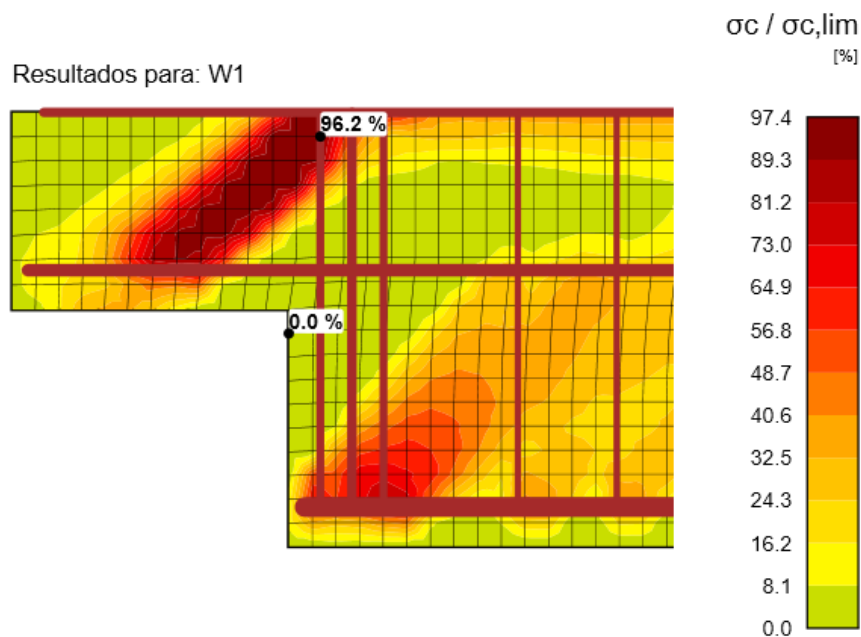


Figura 8.19. Modo de falla del modelo numérico de DEB-1.6.

Además del fallo de la biela diagonal, se observa plastificación en la armadura vertical (Ver Figura).

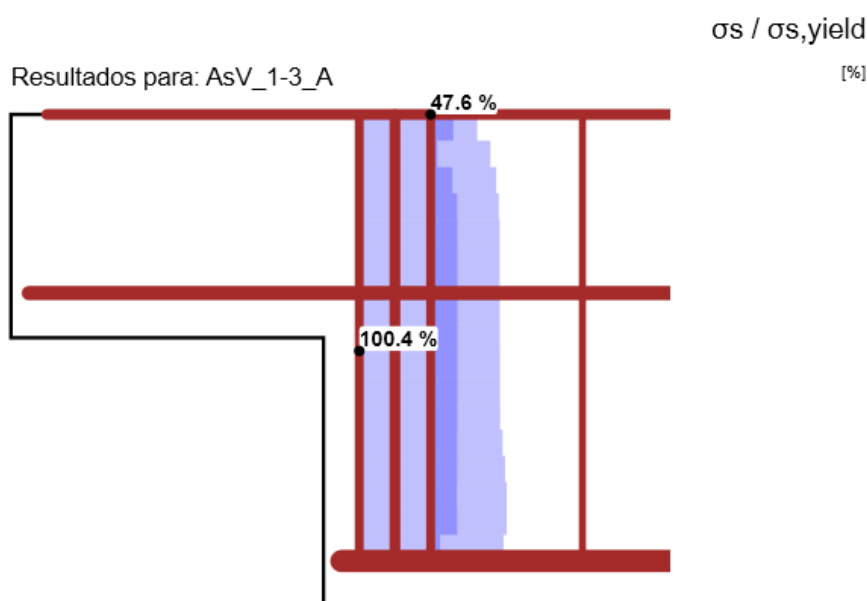


Figura 8.20. Tensión respecto a la fluencia de la armadura vertical en DEB-1.6.

Los resultados anteriores son consecuentes con el modo de fallo del ensayo experimental comentado en el apartado 5.3.

Carga última sobre el apoyo

El valor de la carga última sobre el apoyo del modelo numérico anterior fue:

$$V_{u,calc} = 248.00 [kN]$$

El valor anterior, comparado con los ensayos T1 y T2 es, respectivamente:

$$V_{exp,1}/V_{u,calc} = 1.25$$

$$V_{exp,2}/V_{u,calc} = 1.01$$

Por otro lado, comparando la carga última del modelo numérico con la obtenida mediante el modelo de bielas y tirantes en el apartado 6.3, se tiene lo siguiente:

$$V_{MTB}/V_{u,calc} = 1.01$$

Dado que la carga última obtenida por el modelo numérico es similar tanto a la medida en los ensayos como a la calculada mediante el modelo de bielas y tirantes, se concluye que el resultado de carga última obtenido por el modelo numérico del espécimen DEB-1.6 es confiable.

Tensiones en barras de refuerzo

Por simplicidad se comparan solamente los resultados en los estribos de refuerzo transversal del modelo con el ensayo experimental.

La máxima tensión en el primer estribo de refuerzo vertical del modelo numérico es igual a 463.9 [MPa] (Ver Figura).

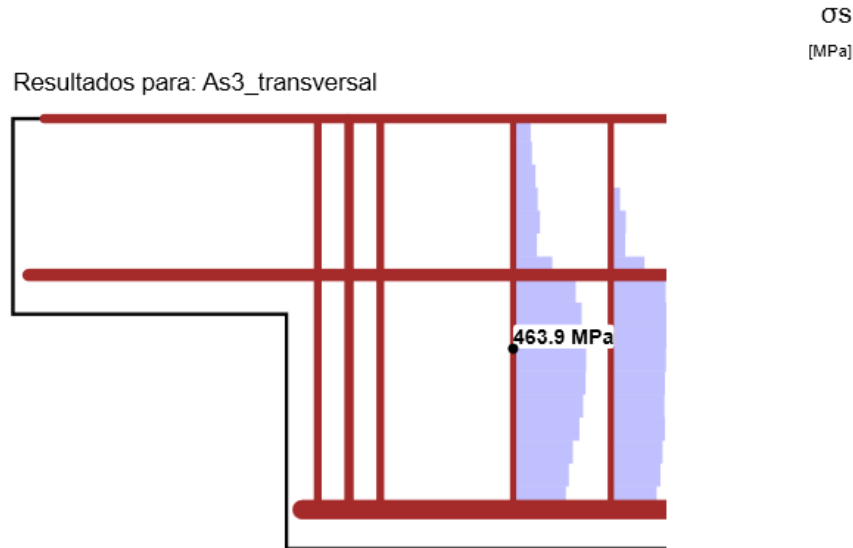


Figura 8.21. Tensión máxima en primer estribo de refuerzo vertical en DEB-1.6.

La tensión anterior equivale a una fuerza de 23,32 [kN] en cada estribo. Como se mostró en el apartado 5.3, la fuerza medida por las galgas en ese conjunto de estribos fue de 64,05 [kN] para T2.

Si bien los dos resultados anteriores no se asemejan tanto como en el caso de los otros especímenes, el ensayo DEB-1.6 mostró bastante variabilidad en los resultados, por lo que esta diferencia no se considera suficiente para desestimar los resultados de tensión en el refuerzo del modelo numérico de DEB-1.6.

Zonas de concentración de fisuras

En los ensayos experimentales del espécimen DEB-1.6, se observaron fisuras de gran abertura en la esquina de la pieza y en el recubrimiento sobre la armadura vertical.

La siguiente Figura muestra la localización de las fisuras en el modelo numérico.

Localización de las zonas con deformaciones de tracción excesivas en el hormigón

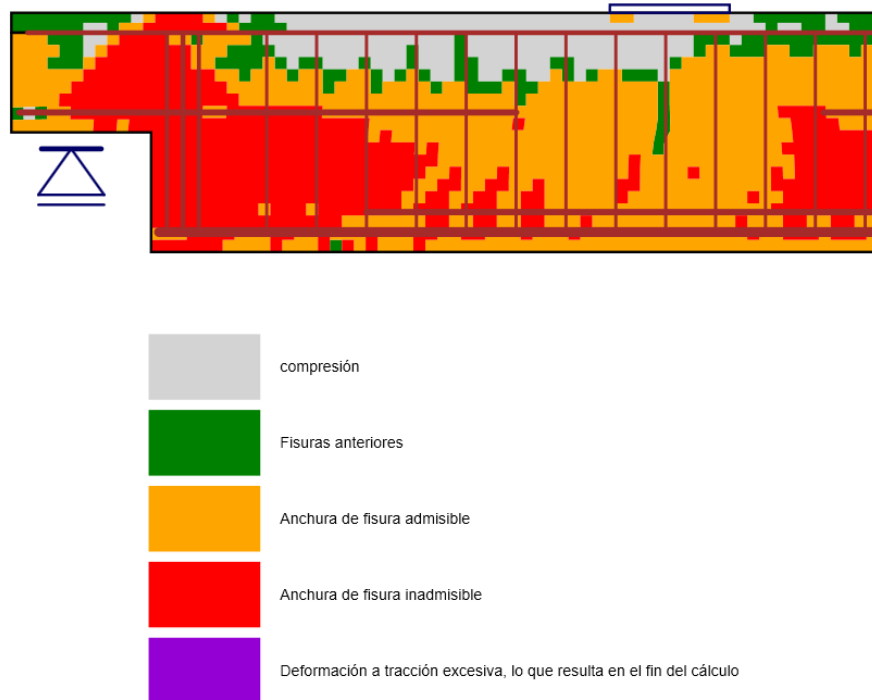


Figura 8.22. Localización de fisuras en modelo DEB-1.6.

Se observa que la concentración de las fisuras de gran tamaño coincide con las observadas en los ensayos.

Validación del modelo

Debido a todas las comparaciones anteriores, se considera válido el modelo numérico del espécimen DEB-1.6.

8.3.1 Resultados sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento

Las Figura 8.23 y Figura 8.24 muestran, respectivamente, los resultados de los ensayos T1 y T2 del espécimen DEB-1.6 sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento.

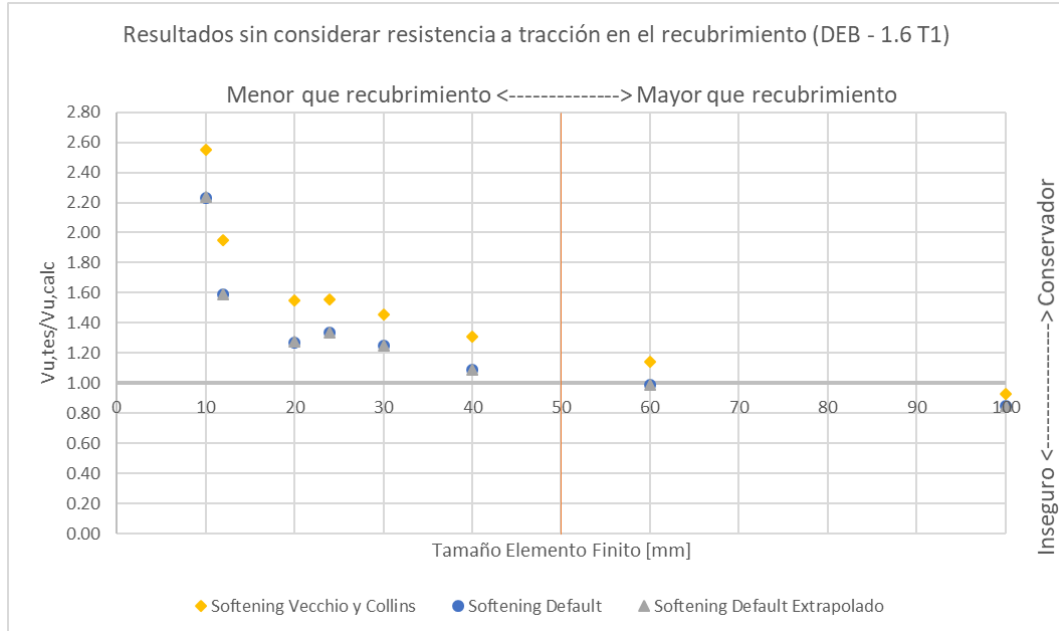


Figura 8.23. Resultados modelo DEB-1.6 T1 (sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento).

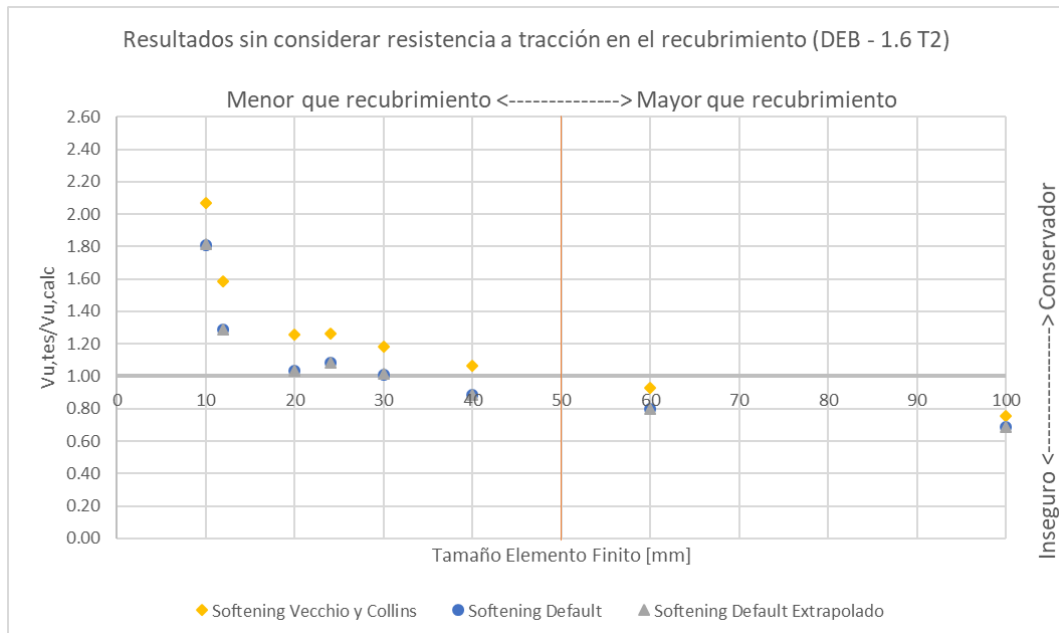


Figura 8.24. Resultados modelo DEB-1.6 T2 (sin considerar resistencia a tracción en el recubrimiento).

8.3.2 Resultados considerando resistencia a tracción en el recubrimiento

Las Figura 8.25 y Figura 8.26 muestran, respectivamente, los resultados de los ensayos T1 y T2 del espécimen DEB-1.6 al considerar resistencia a tracción en el recubrimiento.

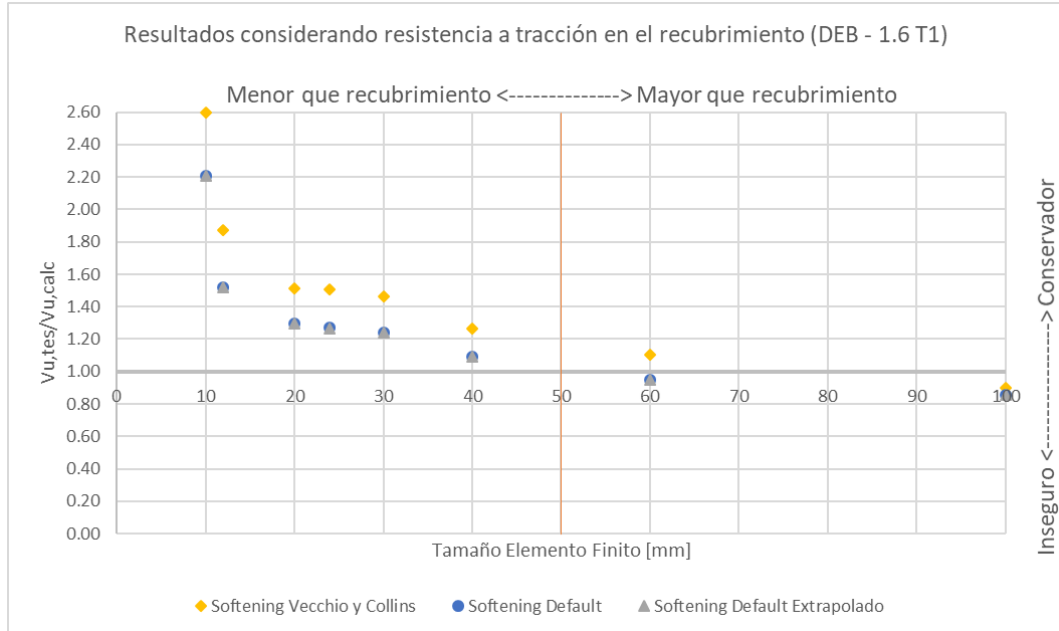


Figura 8.25. Resultados modelo DEB-1.6 T1 (considerando resistencia a tracción en el recubrimiento).

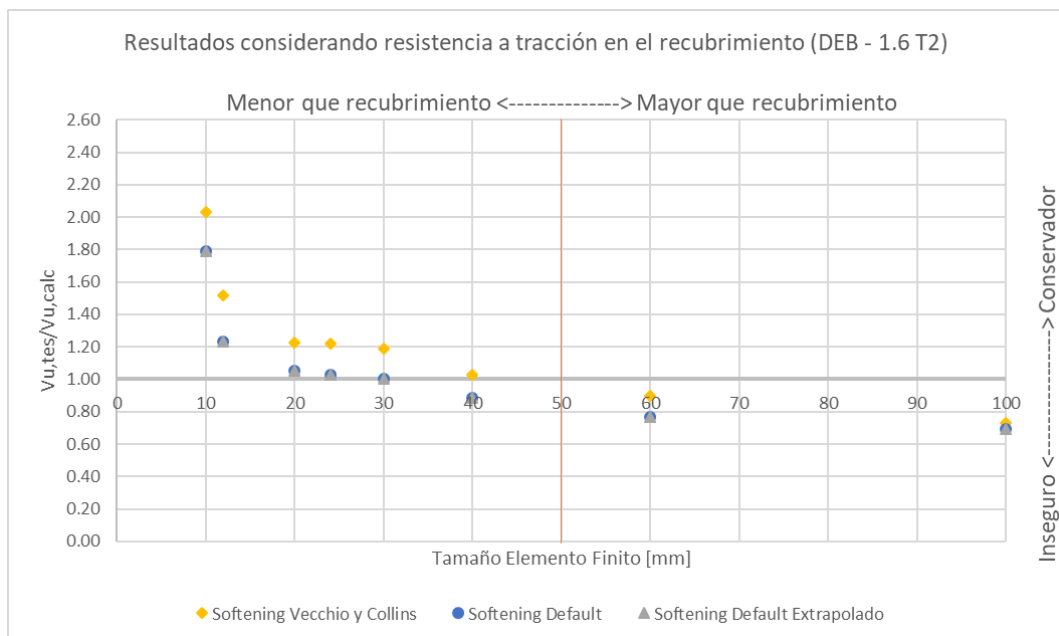


Figura 8.26. Resultados modelo DEB-1.6 T2 (considerando resistencia a tracción en el recubrimiento).

8.3.3 Observaciones

Al comparar los resultados entre los modelos sin considerar tracción y considerándola, se observa que si bien los resultados son más conservadores cuando no se considera resistencia a tracción, tampoco varían considerablemente con relación a los resultados al considerar resistencia a tracción en el recubrimiento.

Por lo tanto, en la práctica, no se justifica modelar dos tipos de hormigón en modelos de geometrías similares a las de DEB-1.6.

En cuanto a la curva de softening utilizada en los distintos modelos, se observa que los resultados prácticamente no varían entre el uso de la curva por defecto de IDEA Detail y el uso de la misma curva extrapolada más allá del límite 0.3. En otras palabras, para el espécimen DEB-1.6, los valores del factor de reducción de resistencia del hormigón por fisuras transversales (k_c), no llegan a valores inferiores a 0.3.

Por otro lado, se observa que las curvas de ablandamiento propuestas por Vecchio y Collins [17], entregan resultados considerablemente más conservadores que la curva por defecto. Esto es lógico ya que la curva propuesta por Vecchio fue derivada en función de tensiones medias en el hormigón, mientras que las hipótesis de Detail consideran tensiones máximas (equilibrio en la fisura).

También se observa que los modelos con tamaños de elementos finitos de 20,24 y 30[mm] entregan los resultados más cercanos a los resultados experimentales ($V_{u,test}$). Además, los resultados de estos tres modelos son consistentes entre sí, por lo que dichos tamaños son los más recomendables en el caso del ensayo DEB-1.6.

En cuanto a los tamaños de elementos finitos más pequeños (10[mm] y 12[mm]), se observa que los resultados son excesivamente conservadores. Analizando las tensiones en el modelo, se observa que existen “peaks” de tensiones en el hormigón en los puntos donde se anclan las barras de refuerzo. Esto hace que el análisis se detenga debido a un fallo ficticio del hormigón en el punto de los “peaks” (ver siguiente Figura).

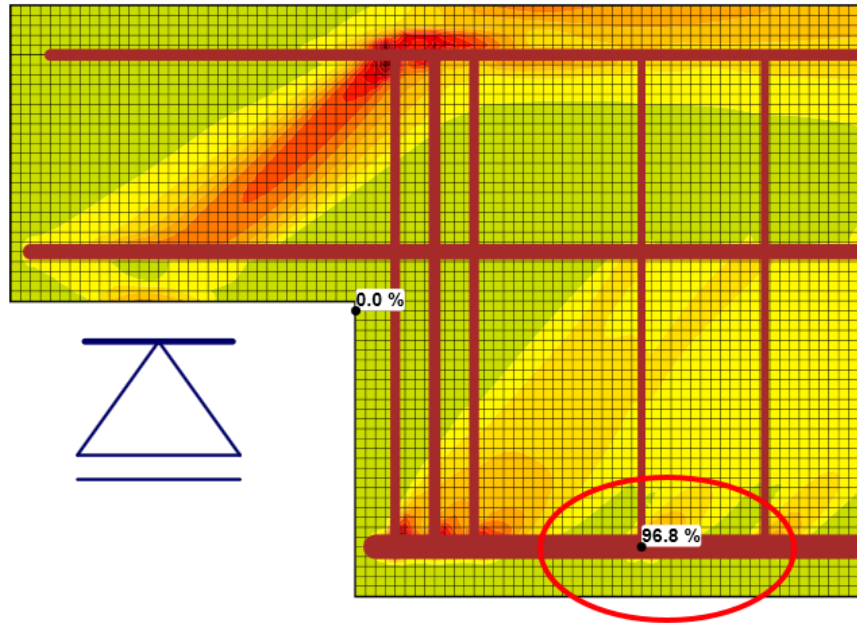


Figura 8.27. Concentraciones de tensiones en extremo de barras con tamaños de EF excesivamente pequeños

Los “peaks” de tensiones en el hormigón se producen debido a que en el extremo de las barras de refuerzo se impuso una condición de adherencia perfecta entre el acero y el hormigón, esta condición de contorno puede implicar una carga puntual importante en el hormigón para compatibilizar los desplazamientos de ambos materiales. Si el elemento finito de hormigón es muy pequeño, el valor de la tensión en este crece bruscamente (carga puntual de gran valor dividida por un área demasiado pequeña).

Por último, se observa que en general, los resultados considerando tamaños de elementos finitos menores que el recubrimiento, tienen a estar del lado de la seguridad. Mientras que, para elementos finitos mayores al recubrimiento, los resultados tienen a estar del lado de la inseguridad.

9 CONCLUSIONES

9.1 Aspectos generales

En los apoyos a media madera, existe un modo de falla habitual que consiste en pérdida de la capacidad resistente del hormigón del recubrimiento debido a fisuración transversal (falla por “spalling”). La problemática que se estudió en la presente tesis consiste en que los resultados de esta falla por spalling en modelos de elementos finitos, son muy sensibles a algunos parámetros como el tamaño de los elementos finitos, las curvas de ablandamiento del hormigón, y la resistencia a tracción del hormigón.

En este estudio se compararon resultados de rotura de distintos ensayos de AMM, con modelos numéricos, y con modelos de bielas y tirantes. Los modelos numéricos se hicieron con el software IDEA StatiCa Detail

Una de las hipótesis del programa IDEA Detail es que el hormigón no presenta resistencia a tracción. Esta hipótesis puede implicar aberturas de fisuras transversales importantes en el recubrimiento, lo que puede implicar una falla por spalling prematura. En todo caso, en este estudio se determinó que esta hipótesis no da lugar a resultados excesivamente conservadores.

Otra problemática abordada fue la obtención de resultados inseguros en modelos numéricos con elementos finitos de gran tamaño. Esto ocurre cuando el tamaño de los EF es mayor que el tamaño del recubrimiento, esto se debe a que IDEA Detail usa unos elementos que extrapolan las propiedades del acero a los elementos de hormigón tal como se muestra en la siguiente Figura.

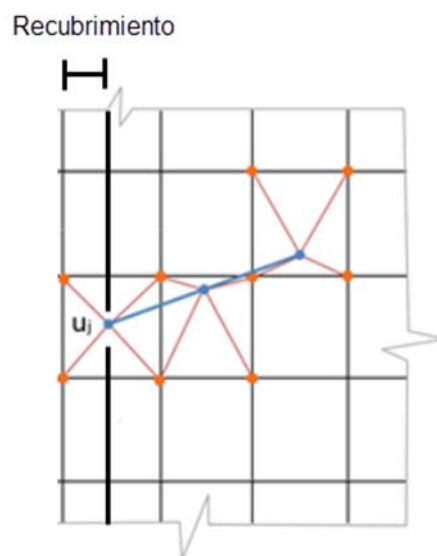


Figura 9.1. Elementos de conexión cuando la malla es mayor que el recubrimiento

El problema en estos casos es que se le atribuye resistencia a tracción al recubrimiento de hormigón y, por lo tanto, si una biela de compresión pasa por el hormigón del

recubrimiento, su resistencia no se ve reducida debido a las fisuras transversales (ya que la resistencia a tracción atribuida por el refuerzo impide la formación de fisuras en el recubrimiento). Debido a esto, la biela de compresión tiene más resistencia en el modelo que en la realidad. En este estudio se determinó que efectivamente esto implica resultados del lado de la inseguridad.

A continuación, se describen detalladamente las conclusiones obtenidas respecto a los aspectos anteriormente mencionados.

9.2 Curvas de ablandamiento debido a tracciones transversales

En cuanto a la curva de softening utilizada en los distintos modelos, se puede concluir que los resultados prácticamente no varían entre el uso de la curva por defecto de IDEA Detail (que corresponde a la curva de fib MC-2010 [10] con un límite inferior igual a 0.3) y el uso de la misma curva extrapolada más allá del límite 0.3. En otras palabras, para los AMM estudiados, los valores del factor de reducción de resistencia del hormigón por fisuras transversales (k_c), no llegan a valores inferiores a 0.3.

Debido a lo anterior, se puede concluir que la curva de ablandamiento definida por defecto del programa debería entregar resultados suficientemente precisos para AMM con configuraciones similares a las estudiadas.

Las curvas de ablandamiento propuestas por Vecchio y Collins [17], entregaron resultados considerablemente más conservadores que los entregados por la curva del fib MC-2010 [10]. Esto era de esperarse ya que la curva propuesta por Vecchio fue derivada en función de tensiones medias en el hormigón, mientras que las hipótesis de Detail consideran tensiones máximas (equilibrio en la fisura).

9.3 Tamaño de los elementos finitos

9.3.1 Tamaño mayor que el recubrimiento

Respecto al tamaño de elementos finitos utilizados en los modelos numéricos, se observó que tamaños de elementos finitos mayores que el tamaño del recubrimiento entregan resultados inseguros. Esto se debe a que los elementos de conexión MPC (“multi-point constrain”), usados internamente por el software para conectar los elementos finitos de acero con los de hormigón, se extienden más allá de los extremos de barra, por lo tanto, atribuyen resistencia a tracción al elemento de hormigón adyacente al extremo de barra. Si este elemento está ubicado en el borde de la pieza (hormigón de recubrimiento), se está sobrevalorando la resistencia a tracción del recubrimiento y por ende la resistencia de este ante deformaciones transversales.

Debido a lo anterior, no se recomienda el uso de elementos finitos con tamaños mayores al recubrimiento en apoyos a media madera. Esta recomendación se puede extrapolar a otras regiones de discontinuidad en las que su fallo está controlado por la resistencia de bielas a compresión en zonas de recubrimiento.

Una recomendación de mejora propuesta por el autor a los desarrolladores del programa IDEA StatiCa Detail, es que no los elementos de conexión MCP no se extiendan más allá del último nodo de cada barra, de esta forma se evitaría en cierta medida el fenómeno descrito anteriormente cuando se utilizan elementos finitos de tamaños superiores al del recubrimiento (algo que es habitual en el uso del programa).

9.3.2 Tamaños excesivamente pequeños

Se observó que el uso de tamaños excesivamente pequeños en comparación con el tamaño de recubrimiento (aproximadamente 1/5 del recubrimiento), entregan resultados poco confiables.

Se observó que los modelos numéricos con tamaños de elementos finitos cercanos a 10-12[mm], provocan “peaks” de tensiones en el hormigón en los puntos donde se anclan las barras de refuerzo. Esto hace que el análisis se detenga debido a un fallo ficticio del hormigón en el punto de los “peaks”.

Los “peaks” de tensiones en el hormigón se producen debido a que en el extremo de las barras de refuerzo se impuso una condición de adherencia perfecta entre el acero y el hormigón, esta condición de contorno puede implicar una carga puntual importante en el hormigón para compatibilizar los desplazamientos de ambos materiales. Si el elemento finito de hormigón es muy pequeño, el valor de la tensión en este crece bruscamente (carga puntual de gran valor dividida por un área demasiado pequeña).

Debido a lo anterior, no se recomiendan tamaños de elementos finitos inferiores a 0.5 veces el recubrimiento.

9.3.3 Tamaño recomendado

Se observó que los modelos numéricos cuyos resultados más se acercaban a los resultados experimentales, eran aquellos con tamaño de elementos finitos iguales a 0.6 veces el tamaño del recubrimiento (30[mm]). Los resultados de carga última entregados por estos modelos, en varios casos, prácticamente coincidían con los resultados de los experimentos ($V_{test}/V_{cal} = 0.96 \sim 1.01$).

9.4 Verificación por adherencia en IDEA Detail

Se observó que activar la verificación de adherencia del programa entrega resultados conservadores incluso cuando las barras se definen como perfectamente ancladas. Esto se debe a que IDEA considera fallo por adherencia cuando la tensión de adherencia alcanza la tensión última de adherencia (f_{bd}) dada por las normativas (Ver Figura)

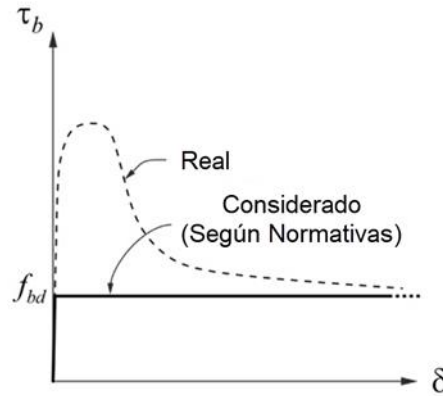


Figura 9.2. Curva de adherencia entre refuerzo y hormigón.

Debido a lo anterior, el valor de la tensión última de adherencia (f_{bd}) considerado por el programa es menor que el valor real de la tensión de adherencia última. Por lo tanto, era de esperarse que IDEA Detail entregara resultados conservadores al activar la verificación de adherencia.

9.5 Modelar barras hasta el borde de las piezas

En cuanto a la práctica de algunos usuarios de modelar las barras de refuerzo hasta el borde de las piezas, sin respetar el tamaño del recubrimiento, se concluye que esto entrega resultados muy por el lado de la inseguridad. El autor desincentiva enérgicamente esta práctica.

10 REFERENCIAS

- [1] T.C.-K. Chan, «A Study of the behavior of reinforced concrete dapped end beams», MSc Thesis, University of Washington, Seattle, Washington, USA, 1979.
- [2] Swiss Society of Engineers and Architects, SIA 262:2013 for Concrete Structures. Zürich, Switzerland, 2013.
- [3] P. Marti, « Basic tools of reinforced concrete beam design», Journal of the American Concrete Institute, vol. 82, n.º1, pp 46-56, 1985.
- [4] J. Schlaich, K. Schäfer, y M. Jennewein, «Toward a consistent design of structural concrete», PCI Journal, vol. 32, n.º3, pp. 74-150, jun.1987.
- [5] P. F. Miguel Sosa, M. Á. Fernández Prada, J. L. Bonet Senach, J. R Martí Vargas, J. Navarro Gregori, M. C. Castro Bugallo, y L. Pallarés Rubio, *Proyecto de estructuras de hormigón mediante el método de las bielas y tirantes*. Valencia, España: Ediciones VJ, 2009.
- [6] J. Mata Falcón, «Estudio del comportamiento en servicio y rotura de los apoyos a media madera», Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de València, Valencia, España, 2005.
- [7] Comisión Permanente del Hormigón, EHE-2008. Instrucción de hormigón estructural. Madrid, Spain: Ministerio de Fomento, 2008.
- [8] Ministerio de Fomento, Instrucción de hormigón estructural (EHE-98). Madrid, España, 1998.
- [9] CE-Normalization « EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2», Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings., 2004.
- [10] fib Model Code 2010 – final draft, vols. 1 and 2. FIB – Fédération Internationale du Béton, 2012.
- [11] A. Muttoni, J. Schwartz, y B. Thürlimann, *Bemessen und Konstruieren von Stahlbetontragwerken mit Spannungsfeldern*. Zürich, Switzerland: Vorlesungsunterlagen Stahlbeton AK, 1988.
- [12] A. Muttoni, M-F. Ruiz, y others, «Dimensionamiento y verificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensiones», Hormigón y Acero, Madrid, vol. 243, pp. 93-102, 2007.
- [13] W. Kaufmann, y P. Marti, «Structural Concrete: Cracked Membrane Model», Journal of Structural Engineering, vol. 124, n.º 12, pp. 1467–1475, 1998.
- [14] «UNE-EN_12390-3 [2003] – Ensayo de Hormigón Endurecido. Parte 3 – Determinación de la Resistencia a compresión de probetas», 2003

- [15] «UNE-EN 12390-6 [2001] – Ensayo de Hormigón Endurecido. Parte 6 – Resistencia a tracción indirecta de probetas». 2001.
- [16] «UNE-EN_ISO_6892-1 [2010] – Materiales Metálicos. Ensayo de Tracción. Parte 1 – Método de ensayo a temperature ambiente». 2009.
- [17] F. J. Vecchio y M. P. Collins, «The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements subjected to Shear», ACI Journal, vol. 83, n.º 2, pp. 219-231, 1986.